

# **Estudo do comportamento térmico e mecânico em paredes de alvenaria**

*João Pedro Marques Poças*

**Dissertação do MIEM**

Orientador na FEUP: Prof. Luísa Sousa



**Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica**

Junho de 2008



*À minha mãe*





## Resumo

A forma de realizar as paredes exteriores dos edifícios em Portugal tem evoluído sem uma reflexão aprofundada, visando a adequação das soluções às nossas condições. Atestam este facto as frequentes anomalias associadas às soluções actualmente consideradas tradicionais.

Atendendo às preocupações crescentes relativas ao comportamento térmico das construções, analisa-se neste trabalho a possibilidade de utilizar soluções de paredes exteriores em pano simples que, para além de satisfazer os requisitos de conforto térmico, possam, em complementaridade ter funções resistentes em edifícios de pequeno porte.

Apresenta-se uma síntese das exigências dos elementos e das paredes de alvenaria essencial para a abordagem numérica.

Para efectuar a análise térmica e mecânica de paredes de alvenaria recorre-se ao método dos elementos finitos, uma vez que devido à enorme complexidade seria praticamente impossível obter uma solução analítica para o comportamento das paredes de alvenaria. No presente estudo o comportamento não linear dos materiais constituintes é considerado relevante, assim como a existência de interfaces entre os blocos constituintes e a argamassa.

A simulação numérica é efectuada utilizando o software comercial ABAQUS, que possui uma formulação para o comportamento mecânico do betão, tendo sido necessário ajustar essa formulação ao problema proposto. É efectuada uma análise tridimensional de modo a ser possível estudar a influência da argamassa de assentamento, dos rebocos interior e exterior, da junta vertical e dos alvéolos.

O modelo de simulação numérica do processo de transferência de calor é validado segundo a norma EN 1745 (1).

É feita uma caracterização experimental do comportamento mecânico em paredes constituídas por quatro fiadas de blocos, unidos por juntas horizontais interrompidas de argamassa. Para o efeito realizam-se ensaios mecânicos de provetes de parede à compressão, para avaliar a influência, no comportamento mecânico das paredes, de diversos factores associados aos elementos, à argamassa e ao aparelho de assentamento.

A validação da simulação mecânica é efectuada comparando os resultados dos ensaios mecânicos com os valores obtidos na simulação.

*Palavras-chave: Alvenaria, blocos de betão leve, comportamento térmico, alvenaria resistente, ensaios mecânicos de paredes, simulação numérica*



## Study of thermal and mechanical behavior in walls of masonry

### Abstract

The way of making exterior walls of buildings in Portugal has evolved without a detailed study looking for the adequacy of the solutions to our conditions. This is shown by the frequent anomalies associated with Portuguese traditional solutions.

Seeking to answer to the growing of buildings energetic efficiency and cost reduction, the aim of this project is to study an economic single leaf wall with good thermal properties, reducing the heat loss in building through the envelope, and without compromising structural behavior

The mechanical and thermal analysis of masonry walls, is carried out using the finite element method, since given the complexity of the units geometry it would be impossible to obtain an analytical solution for the behavior of masonry walls. In the present study the relevant nonlinear behavior of materials was considered, as well as an interface between units and mortar.

It presents a summary of the requirements of the elements and walls of masonry essential for the numerical approach.

The numerical simulation is performed by the commercial software ABAQUS, which has a formulation for the mechanical behavior of concrete necessary to solve the proposed problem. It was made a three-dimensional analysis in order to study the influence of the mortar horizontal and vertical joints, the interior and exterior render finish surfaces and voids.

The validation of the thermal analysis simulation model of the heat was made according to EN 1745 (1).

An experimental characterization of mechanical behavior in walls formed by four rows of blocks was made, considering mortar horizontal joints. For this purpose mechanical tests of samples of wall to compression were made, in order to access the influence in the mechanical behavior of the walls of several factors associated with the elements, the mortar and equipment settlement.

The validation of the mechanical behavior simulation was made by comparing the behavior of the mechanical tests with the simulation.

*Keywords: Masonry, lightweight concrete blocks, thermal behavior, resistant masonry, mechanical tests in walls, numerical simulation*



## **Agradecimentos**

Ao terminar esta tese desejo agradecer a todas as pessoas e entidades que contribuíram directa ou indirectamente no meu estudo. Em particular desejo agradecer àqueles que tiveram um maior contributo e envolvimento.

Em primeiro lugar agradeço a Deus pela força e ajuda que me deu ao longo de todo o curso, e em especial nestes últimos momentos do curso.

Um agradecimento especial à Professora Doutora Luísa Sousa, minha orientadora, por toda a disponibilidade, compreensão, cuidado e ajuda ao longo de todo o trabalho.

Agradeço ao departamento de Engenharia Civil pela cedência das instalações e laboratório de sistemas e componentes, que foram fundamentais para a realização da tese.

Agradeço ao professor Hipólito de Sousa pela ajuda na compreensão do sistema de alvenarias e toda a sua envolvimento neste trabalho.

À Professora Doutora Lúcia Dinis pela ajuda e disponibilidade prestadas durante a realização do presente trabalho.

Ao Engenheiro Marco Parente pela ajuda e disponibilidade no manuseamento dos programas informáticos.

À Eunice por todos os incentivos, apoio e carinho mostrados durante a realização de todo o trabalho.

Agradeço à ADI, agência de inovação, o apoio financeiro proporcionado.

Aos meus colegas de gabinete, Filipa, Filipe e Miguel, por toda a paciência que tiveram para me aturar, e por todo o apoio muito importante para o para o bom ambiente ao longo de todo o estudo.

Um agradecimento especial ao Doutor Paulo Nóvoa por ter executado os ensaios mecânicos dos provetes e disponibilizado as instalações do INEGI.

Ao Eng. Rui Sousa pela realização e análise dos ensaios mecânicos no laboratório de Eng. Civil.

Queria também agradecer à Maxit por todo o material disponibilizado para a realização dos ensaios mecânicos, importantíssimos no presente estudo.

Aos meus pais e irmãos por todo o amor e apoio demonstrados durante este estudo.

Em especial à minha mãe que partiu para Deus no desenrolar deste estudo. A ela o meu muito obrigado, dedico esta tese.



## Índice

Capítulo 1 - Introdução .....	1
1.1. Introdução .....	1
1.2. História da alvenaria .....	3
1.3. Objectivos do trabalho .....	4
1.4. Interesse científico .....	4
Capítulo 2 – Alvenaria Estrutural .....	7
2.1. Descrição geral da alvenaria .....	7
2.1.1 – Unidade de alvenaria (bloco ou tijolo) .....	9
2.1.2. Argamassa .....	10
2.1.3 - Interface .....	11
2.1.4. Aspectos relevantes no comportamento mecânico das paredes de alvenaria. .....	11
2.1.5. Aspectos relevantes no comportamento térmico das paredes de alvenaria.	13
2.1.6. Aspectos relevantes na análise de paredes de alvenaria através de modelos numéricos .....	14
2.2. Betão leve.....	15
2.2.1. Técnicas de obtenção de betões leves .....	16
2.2.2. Características do inerte .....	17
Capítulo 3 – Síntese exigencial dos elementos e paredes de alvenaria .....	19
3.1 Generalidades.....	19
3.2. Unidades de Alvenaria de Betão .....	20
3.2.1. Exigências dimensionais .....	20
3.2.2. Percentagem de furação.....	20
3.2.3. Massa volúmica seca .....	22
3.2.4. Absorção de água .....	22
3.2.5. Permeabilidade ao vapor de água .....	22
3.2.6. Resistência à compressão .....	22
3.2.7. Propriedades térmicas.....	24
3.2.8. Reacção ao fogo .....	24
3.2.9. Aderência entre argamassa e unidades de alvenaria.....	24

3.2.10. Resistência ao gelo/degelo .....	25
3.3 Caracterização e Identificação das Exigências Aplicáveis às Argamassas de Assentamento .....	25
3.3.1. Resistência à compressão.....	25
3.3.2. Composição das argamassas prescritas.....	26
3.3.3. Resistência do conjunto .....	26
3.3.4. Durabilidade.....	27
3.4. Paredes da Envolvente e de Compartimentação.....	28
3.4.1. Estabilidade.....	28
3.4.2. Resistência à compressão.....	31
3.4.3. Resistência ao corte .....	34
3.4.4. Resistência à flexão .....	36
3.4.5. Segurança contra incêndio .....	39
3.4.6. Conforto acústico .....	42
3.4.7. Conforto termohigrométrico .....	43
3.4.8. Estanquidade à água da chuva .....	44
3.4.9. Durabilidade.....	48
3.4.10. Instalações embebidas.....	48
3.5. Betão Leve.....	50
3.5.2. Classificação do betão leve quanto à classe funcional.....	50
3.5.2. Classificação dos inertes quanto à massa volúmica.....	51
3.5.3. Terminologia associada aos betões leves.....	51
3.5.4. Propriedades mecânicas dos betões leves.....	52
Capítulo 4 – Estado da Arte .....	55
4.1. Introdução ao Estado da arte .....	55
4.1.1. Itamar Ribeiro .....	55
4.1.2. Andrea Juste e Márcio Corrêa .....	60
4.1.3. Claudius Barbosa .....	68
4.1.4. Hipólito de Sousa.....	81
Número de fiadas de alvéolos perpendiculares ao sentido do fluxo .....	82
Capítulo 5 – Bloco de estudo .....	85
5.1. Introdução.....	85
5.2 Comportamento térmico .....	85
5.3. Obtenção da geometria do bloco .....	86



5.4.1. Complemento da otimização do bloco .....	86
5.5. Obtenção das características térmicas e mecânicas do bloco.....	88
5.5.1 Condutibilidade térmica .....	88
5.5.2. Propriedades mecânicas .....	88
Capítulo 6 – Descrição matemática .....	95
6.1. Métodos dos elementos finitos.....	95
6.1.1. Definição de grau de liberdade.....	96
6.1.2. Funções de forma .....	97
6.1.2.1.Obtenção das funções de forma.....	97
6.1.2. Elementos isoparamétricos.....	98
6.2 - Simulação do comportamento térmico .....	100
6.2.1. Condução.....	100
6.2.2. Convecção .....	101
6.2.3. Radiação .....	101
6.2.4. Equação de condução de calor .....	102
6.3. Problemas de condução de calor .....	104
6.3.1. Forma forte .....	104
6.3.2. Forma fraca.....	107
6.3. Resolução pelo método dos elementos finitos .....	109
6.4. Descrição geral da solução de problemas mecânicos lineares pelo método dos elementos finitos .....	113
6.5. Descrição do modelo matemático para o betão utilizado na simulação pelo método dos elementos finitos .....	113
Capítulo 7 – Ensaaios mecânicos .....	123
7.1. Provetes.....	123
7.2. Ensaaios mecânicos .....	125
7.3. Resultados obtidos .....	126
7.4. Discussão de resultados .....	132
Capítulo 8 Simulação pelo método dos elementos finitos utilizando o software ABAQUS ..	133
8.1. Introdução ao software comercial ABAQUS.....	133
8.2. Validação da análise térmica.....	133
8.3. Análise térmica .....	134
8.3.1. Desenho das geometrias .....	134
8.3.2. Propriedades dos elementos .....	136

8.3.3. Assemblagem dos elementos .....	137
8.3.4. Definição das condições iniciais e de fronteira .....	138
8.3.5. Discretização em elementos finitos .....	139
8.3.6. Resultados obtidos .....	140
8.4. Análise mecânica.....	142
8.4. 1. Geometrias .....	142
8.4.2. Propriedades dos materiais .....	142
8.4.3. Assemblagem dos elementos .....	143
8.4.4. Definição das interfaces bloco-bloco e bloco-argamassa .....	144
8.4.5. Definição das cargas aplicadas e condições de fronteira .....	145
8.4.6. Discretização em elementos finitos .....	146
8.4.7. Resultados obtidos .....	147
8.4.8. Comparação com análise linear elástica .....	148
Capítulo 9 – Conclusões .....	151
Bibliografia .....	153

## Índice de Figuras

Figura 1 – Varias geometrias de elementos de alvenaria .....	7
Figura 2 - Exemplo de uma parede de alvenaria .....	7
Figura 3 - distribuição de cargas horizontais e verticais num edifício de alvenaria estrutural...8	
Figura 4 - Modelos para análise numérica da alvenaria .....	15
Figura 5 - Colocação dos provetes na máquina [44] .....	25
Figura 6 - Sobreposição das unidades de alvenaria [17] .....	29
Figura 7 - Recobrimento das armaduras de junta [17] .....	30
Figura 8 – Provede de alvenaria [42] .....	33
Figura 9 - Dimensões do provede ao corte [44] .....	35
Figura 10 - Exemplos típicos de provedes de alvenaria cumprindo os requisitos do Tabela 15 [43] .....	38
Figura 11 - Divisão de Portugal em função das zonas climáticas de Inverno [63] .....	44
Figura 12 - elemento finito de interface de 8 nós, quadrático tridimensional .....	55
Figura 13 - elemento finito de 20 nós, quadrático tridimensional.....	56
Figura 14 - Malha de elementos finitos para o prisma de bloco e betão simples com acentamento parcial .....	56
Figura 15 - evolução das fissuras no prisma de blocos de betão com assentamento total, para uma relação entre o modulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0.34 em diferentes níveis de tensões normais: 0.69 (inicio), 8.84 (intermediários), 11.66 (rotura) .....	60
Figura 16 - Modos de rotura de prismas de betão .....	60
Figura 17 - (a) Vista frontal (b) Vista oposta. Transdutores 1,2,3 e 4: medições de deslocamentos no prisma; transdutores 5 e 6 - medições de deslocamentos nos blocos (EP1) (medidas em mm) .....	62
Figura 18 - Posicionamento da instrumentação nos corpos de prova da argamassa .....	63
Figura 19 - (a) Vista frontal (b) Vista oposta. Transdutores 1,2,3 e 4 - medições de deslocamentos verticais na parede; Transdutores 5 e 6 - medições de deslocamentos horizontais na parede (EF) (medidas em mm).....	65
Figura 20 - Detalhe da fissuração ao longo dos septos laterais da parede.....	67
Figura 21 - Detalhe das dimensões do bloco de betão, forma metálica e respectivos machos	68
Figura 22 - Provetes e respectivos moldes .....	68
Figura 23 - ensaio à compressão diametral .....	69
Figura 24 - Detalhe da instrumentação do provede cilíndrico 10x20 cm e nos provedes cúbicos .....	69
Figura 25 - Caracterização da ruína dos provedes prismático (a) e cúbico (b) .....	70

Figura 26 - ruína dos provetes cilíndricos após intensa fissuração (a) e colapso total (b).....	70
Figura 27 - Sistema de ensaio e de aquisição de dados (a). Detalhe do ensaio de blocos vazados de betão (b).....	71
Figura 28 - esquema dos ensaios à tracção indirecta dos blocos vazados de betão .....	71
Figura 29 - Instrumentação utilizada nos ensaios de blocos isolados.....	72
Figura 30 - configuração da ruína do bloco: fissuras inclinadas e destacamento do betão na parede longitudinal (a) e septo transversal após ruína (b) .....	72
Figura 31 - Ensaio à tracção indirecta do bloco vazado de betão .....	73
Figura 32 - Fissura interna na parede longitudinal (a) e separação do bloco abaixo da linha de aplicação da força.....	73
Figura 33 - Numeração correspondente à instrumentação utilizada nos ensaios com blocos .	77
Figura 34 - Topologia da solução óptima .....	86
Figura 35 - Geometria final do bloco.....	87
Figura 36 - Bloco térmico .....	87
Figura 37 - Ensaio à compressão do provete cúbico.....	89
Figura 38 - Provede destruído após ensaio .....	89
Figura 39 - diferentes tipos de elementos finitos .....	96
Figura 40 - Discretização de uma geometria com diferentes graus de refinamento .....	96
Figura 41 - Graus de liberdade. a) gras de liberdade de um ponto; b) graus de liberdade num corpo rígido .....	97
Figura 42 - Sistemas de transferência de calor. a) condução; b) convecção; c) radiação .....	100
Figura 43 - Fluxo de calor por volume $dV$ .....	102
Figura 44 - Corpo bidimensional com domínio $\Omega$ e fronteira $\Gamma$ .....	104
Figura 45 - Elemento diferencial com fluxo de calor a atravessar a fronteira do elemento ..	104
Figura 46 - subdivisão da fronteira do corpo .....	106
Figura 47 - Equilíbrio de fluxo na fronteira. a) Corpo com detalhe do elemento infinitesimal na fronteira; b) fluxos de calor no elemento infinitesimal;.....	106
Figura 48 - Especificação da posição dos nós da malha .....	109
Figura 49 – Provede de ensaios à compressão.....	123
Figura 50 - Descrição da posição dos extensómetros .....	124
Figura 51 - Parede instrumentada .....	124
Figura 52 - Bloco com junta interrompida.....	125
Figura 53 - Provede colocado na prensa hidráulica .....	125
Figura 54 - Fractura vertical no meio bloco da 2ª fiada – parede nº 1 .....	126
Figura 55 - Fractura vertical no meio bloco da 2ª fiada – parede nº 1 .....	127

Figura 56 - Vista geral do provete fracturado – parede nº 2.....	127
Figura 57 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada – parede nº 1	
Figura 58 - Fractura no bloco da 2ª fiada – parede nº 1 .....	128
Figura 59 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada e no bloco da 2ª fiada – 4ª parede .....	128
Figura 60 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada e no bloco da 2ª fiada – 3ª parede .....	129
Figura 61 - Rotura devido a fenómenos de encurvadura na 1ª fiada - 4ª parede.....	129
Figura 62 - Gráfico Força – deslocamento médio relativo ao provete nº 2.....	130
Figura 63 - Fractura de um bloco isolado.....	132
Figura 64 - Secção transversal do bloco utilizado para a validação do programa ABAQUS	134
Figura 65 – Dimensões do bloco .....	135
Figura 66 – Geometria do bloco .....	135
Figura 67 - Geometria de base das camadas do reboco e da junta horizontal .....	136
Figura 68 - Geometria de base da junta vertical preenchida .....	136
Figura 69 - Geometrias de base dos alvéolos .....	136
Figura 70 - geometria final .....	138
Figura 71 - Condições iniciais .....	138
Figura 72 - Condições de fronteira .....	139
Figura 73 - Elemento tetraédrico .....	139
Figura 74 - elemento tetraédrico triangular .....	139
Figura 75 - Malha de elementos finitos .....	140
Figura 76 - Distribuição de temperatura.....	140
Figura 77 - Distribuição do fluxo de calor .....	141
Figura 78 - Meios blocos fêmea e macho.....	142
Figura 79 - Assemblagem da parede .....	144
Figura 80 - Definição da interacção bloco-bloco .....	145
Figura 81 - Definição da interacção bloco-junta .....	145
Figura 82 - Cargas aplicadas e condições de fronteira .....	146
Figura 83 - Discretização em elementos finitos da parede.....	147
Figura 84 - Distribuição das tensões principais na parede .....	147
Figura 85 - Comparação da distribuição de tensões numa análise linear elástica e análise plástica.....	149



## Índice de tabelas

Tabela 1 - Tolerâncias dimensionais das unidades de alvenaria de betão, conforme a EN 771-3 [20] .....	20
Tabela 2 - Requisitos geométricos das unidades de alvenaria de betão, conforme o EC6: Part 1-1 [22] .....	21
Tabela 3 - Categorias das unidades de alvenaria em termos de resistência à compressão, conforme o NP EN 771-3 [20] .....	22
Tabela 4 - de forma, $\delta$ , conforme a NP EN 772-1 [46] .....	23
Tabela 5 - Classes da argamassa de alvenaria, segundo a EN 998-2 [21] .....	26
Tabela 6 - Composição em volume da argamassa corrente prescrita para as classes de resistência preconizadas no DNA do EC6 [22] .....	26
Tabela 7 - Especificações mínimas para as argamassas em função das classes de exposição, conforme o EC6: Part 2 [18] .....	28
Tabela 8 - Requisitos geométricos em paredes resistentes, conforme o EC8 [19] .....	29
Tabela 9 - Tipos de construção, conforme o DNA do EC8 [23] .....	31
Tabela 10 - Valores da resistência característica à compressão da alvenaria de betão, conforme DNA do EC6 [22] .....	32
Tabela 11 - Dimensões dos provetes para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, conforme a NP EN 1052-1 [42] .....	33
Tabela 12 - Valores da resistência característica inicial ao corte da alvenaria de betão, conforme EC6: Part 1-1 [17] .....	35
Tabela 13 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, conforme NP EN 1052-3 [44] .....	35
Tabela 14 - Valores da resistência à flexão segundo um plano de rotura em paredes de alvenaria de betão, conforme EC6: Part 1-1 [17] .....	37
Tabela 15 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, conforme NP EN 1052-2 [43] .....	37
Tabela 16 - Reacção ao fogo de produtos de construção com excepção de revestimentos de piso [62] .....	40
Tabela 17 - Resistência ao fogo padrão de produtos de construção [62] .....	40
Tabela 18 - Condições de protecção de vãos de fachada em confronto [62] .....	41
Tabela 19 - Reacção ao fogo de revestimentos exteriores sobre fachadas [62] .....	41
Tabela 20 - Reacção ao fogo de elementos de revestimento exterior criando caixa-de-ar [62] .....	41

Tabela 21 - Reacção ao fogo dos sistemas compósitos para isolamento térmico pelo exterior, com revestimento sobre isolante e do material de isolamento térmico [62] .....	42
Tabela 22 - Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios [62] ...	42
Tabela 23 - Valores máximos do coeficiente de transmissão térmica de paredes segundo o RCCTE [63] .....	43
Tabela 24 - Classificação dos locais em termos de índice de chuva incidente persistente, segundo a BS 5628: Part 3 [7] .....	45
Tabela 25 - Espessura mínima das paredes simples de unidades de alvenaria de betão função da exposição do local à chuva incidente, segundo a BS 5628: Part 3 [7] .....	46
Tabela 26 – Espessuras de tosco de paredes de alvenaria de betão em pano simples de acordo com a DTU 20.1 [27] .....	47
Tabela 27 - Especificações mínimas para as unidades de alvenaria de betão em função das classes de exposição, conforme o EC6: Part 2 [18] .....	48
Tabela 28 - Dimensões de roços horizontais e inclinados, conforme o EC6: Part 2 [18] .....	49
Tabela 29 - Dimensões de roços e cavidades verticais, conforme o EC6: Part 2 [17] .....	49
Tabela 30 - Classificação dos betões leves segundo a recomendação RILEM .....	50
Tabela 31 - Terminologia e classificação RILEM para betões leves.....	51
Tabela 32 - propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de betão com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do betão igual a 0.34.....	57
Tabela 33 - propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de betão com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do betão igual a 0.67.....	59
Tabela 34 - Valores médios de resistência à compressão dos blocos .....	61
Tabela 35 - Valores característicos de resistência à compressão dos blocos.....	61
Tabela 36 - Valores das relações entre o módulo de elasticidade e resistencia à compressão dos blocos.....	62
Tabela 37 - Resistência à compressão dos corpos de prova de argamassa cilíndricos 5x10 cm .....	63
Tabela 38 - módulo de elasticidade das argamassas industrializadas .....	63
Tabela 39 - Relação entre o módulo de elasticidade e resistência à compressão das argamassas .....	64
Tabela 40 - Relação entre a resistência à compressão do prisma e dos blocos.....	64
Tabela 41 - Resistência à compressão dos prismas.....	65
Tabela 42 - Resistência à compressão das paredes .....	66
Tabela 43 - Relação entre as resistências à compressão do prismas e das paredes .....	66
Tabela 44 - Módulo de elasticidade das paredes.....	67



Tabela 45 - Resistência à compressão e à tracção de provetes cilíndricos 10x20 cm.....	74
Tabela 46 - Resistência à compressão e à tracção dos blocos vazados de betão.....	75
Tabela 47 - Resistência à compressão de provetes 10x20 cm e blocos.....	75
Tabela 48 - Resistência à tracção de provetes 10x20 cm e blocos.....	75
Tabela 49 - propriedades mecânicas dos provetes - grupo 10.....	76
Tabela 50 - Propriedades mecânicas dos blocos de betão - grupo 10.....	77
Tabela 51 - Propriedades mecânicas dos provetes - grupo 20.....	78
Tabela 52 - Propriedades mecânicas dos blocos de betão - grupo 20.....	78
Tabela 53 - Propriedades mecânicas dos provetes - grupo 30.....	79
Tabela 54 - mecânicas dos blocos de betão - grupo 30.....	80
Tabela 55 - Características mecânicas do betão utilizado no fabrico dos blocos de alvenaria	93
Tabela 56 - Pontos de Gauss e respectivos pesos próprios.....	99
Tabela 57 - condutibilidade térmica equivalente dos alvéolos de ar.....	137
Tabela 58 - Características elasto-plásticas do betão leve.....	143
Tabela 59 - Pontos relativos ao comportamento plástico à compressão do betão.....	143



## Índice de gráficos

Gráfico 1 - Dependência da resistência à compressão dos blocos da relação altura/largura dos mesmos .....	12
Gráfico 2 - Diagrama de tensão-deformação do prisma de betão com $E_a/E_b = 0.34$ .....	58
Gráfico 3 - Diagrama de tensão-deformação do prisma de betão com $E_a/E_b = 0.67$ .....	59
Gráfico 4 - Valores de resistência à tracção e à compressão obtidos em provetes cilíndricos. 74	
Gráfico 5 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 10 .....	76
Gráfico 6 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 10 .....	77
Gráfico 7 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 20 .....	78
Gráfico 8 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 20 .....	79
Gráfico 9 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 30 .....	80
Gráfico 10 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 30 .....	80
Gráfico 11 - Tensão deformação provete nº 1 .....	90
Gráfico 12 - Tensão deformação provete nº 2 .....	90
Gráfico 13 - Tensão deformação provete nº 3 .....	91
Gráfico 14 - Tensão deformação provete nº 4 .....	91
Gráfico 15 - Tensão deformação provete nº 5 .....	92
Gráfico 16 - Tensão deformação provete nº 6 .....	92
Gráfico 17 - Comportamento à tracção (a) e à compressão (b) para o betão convencional... 114	
Gráfico 18 - Resposta do betão a solicitações uniaxiais à tracção (a) e à compressão (b)..... 117	
Gráfico 19 - superfícies de cedência no plano de desvio, correspondentes a diferentes valores de $K_c$ .....	120
Gráfico 20 - Superfície de cedência no plano de tensão..... 120	
Gráfico 21 - Gráfico Força – deslocamento médio relativo ao provete nº 1 .....	130
Gráfico 22 - Deslocamento medido no provete nº1 .....	131
Gráfico 23 - Deslocamento medido no provete nº 2..... 131	
Gráfico 24 - Comparação do deslocamento relativo do extensómetro L1 real com o valor teórico .....	148
Gráfico 25 - Comparação do deslocamento relativo da análise linear com os restantes deslocamentos..... 149	



# Capítulo 1 - Introdução

---

## 1.1. Introdução

A alvenaria estrutural é o sistema construtivo mais antigo da humanidade, sendo ainda hoje em dia um dos principais métodos de construção de edifícios. Com o aparecimento do betão armado na década de 40 as paredes foram perdendo a função resistente e transformaram-se em simples panos de enchimento, tendo a pedra cedido lugar aos tijolos cerâmicos.

No entanto, a alvenaria estrutural volta a ganhar importância nos nossos dias. O desenvolvimento de novos tipos de betão e argamassas permitiram desenvolver geometrias de blocos capazes de melhorar este tipo construção.

A principal característica da alvenaria estrutural é a sua simplicidade. De uma forma resumida, podemos dizer que basta assentar blocos uns sobre os outros, utilizando ou não elementos ligantes entre blocos. Como vantagens temos uma boa apresentação estética, baixa manutenção, protecção ao fogo, durabilidade, boas características acústicas e versatilidade.

O desenvolvimento do conhecimento sobre esta técnica, assim como a facilidade de produção das unidades estruturais permitem que a indústria aposte mais neste tipo de construção; a crescente formação de engenheiros que dominam modelos matemáticos capazes de simular o comportamento das alvenarias também permite um aumento do conhecimento nesta área.

Em Portugal é notória a necessidade de modificar e melhorar práticas na construção de edifícios, adequando-a às exigências actuais, nomeadamente às normas Portuguesas e Europeias, atribuindo também às alvenarias as funções de resistência, isolamento térmico e acústico.

Neste cenário parece óbvio o interesse em melhorar o comportamento térmico e estrutural das paredes de alvenaria. O recurso a paredes realizadas a partir de sistemas para alvenaria em panos simples espessos, tendo por base materiais isolantes como o betão leve de grânulos de argila expandida e com elementos especiais para a resolução de pontos singulares, parece uma solução claramente a privilegiar. Fica assegurado um isolamento térmico sem descorar a resistência; estas paredes podem ser realizadas com materiais ambientalmente mais recomendáveis, permitindo ainda a sua execução estar menos sujeita a patologias quando executadas por pessoal menos hábil.

Com o objectivo de dar um contributo para a melhoria do comportamento térmico e mecânico dos elementos para alvenaria, foi organizado um plano de investigação incorporado no projecto OTMAPS\_Otimização Térmica e Mecânica de Alvenarias em Pano Simples. O trabalho apresentado nesta dissertação apresenta a seguinte estrutura:

- Estabelecimento dos factores condicionantes do comportamento térmico e mecânico dos elementos de alvenaria;
- Estabelecimento de um modelo de simulação do comportamento térmico e mecânico dos elementos e de paredes de alvenaria;
- Validação experimental do modelo de simulação mecânico;
- Análise dos resultados da simulação e da validação experimental.

O estudo experimental foi efectuado recorrendo a blocos de betão de inertes de argila expandida produzidos pela MAXIT, cuja geometria foi desenvolvida no âmbito do projecto. A validação experimental foi realizada utilizando blocos de alvenaria e 3 provetes de alvenaria constituídos por quatro fiadas de blocos. Os ensaios foram elaborados de acordo com a normativa NP EN 1052-1, utilizando equipamento existente na FEUP.

O trabalho está organizado em 9 capítulos:

Após uma breve apresentação do trabalho o Capítulo 2 faz uma descrição das alvenarias e dos aspectos relevantes no seu comportamento térmico e mecânico.

O Capítulo 3 efectua uma síntese dos condicionalismos exigenciais dos elementos e das paredes de alvenaria, relativamente à resistência Mecânica, à segurança ao fogo, conforto acústico e térmico, estanquidade à água da chuva e durabilidade.

No Capítulo 4 é apresentada uma descrição dos estudos já efectuados por alguns investigadores sobre alvenarias estruturais.

No capítulo 5 apresenta o bloco escolhido, resultante de uma optimização do comportamento térmico já efectuada, também no âmbito do projecto OPTMAPS. É ainda apresentada a caracterização experimental mecânica efectuada sobre os provetes de alvenaria e seus constituintes, descrevendo-se a forma de execução dos provetes, as condições de realização dos ensaios, os registos efectuados e os resultados obtidos.

O capítulo 6 descreve os modelos matemáticos de simulação térmica e mecânica utilizados, referindo os pressupostos em que os mesmos se fundamentam.

O capítulo 7 apresenta os ensaios mecânicos efectuado às paredes de 4 fiadas e a interpretação dos resultados obtidos.

O capítulo 8 apresenta os resultados da simulação térmica e mecânica efectuada utilizando o programa comercial ABAQUS.

Finalmente no capítulo 9 resumem-se as principais conclusões do trabalho de simulação e da caracterização experimental e sugerem-se futuras vias de desenvolvimento.

## **1.2. História da alvenaria**

Como parte integrante da história da humanidade, a construção de edifícios foi sofrendo uma constante evolução.

A primeira referência histórica ao uso de alvenarias encontra-se na Bíblia em Gênesis 11, relatando o uso de tijolos ligados por argamassa e betume.

Como achados arqueológicos mais antigos, existem as muralhas de Jericó, que datam do ano 7000 A.C.

Por sua vez, as pirâmides do Egito são a prova viva de que a alvenaria estrutural é um processo de construção de elevada qualidade e durabilidade.

Como marco importante teremos também o uso que os romanos deram aos blocos em pedra, que serviram para construir todo o tipo de edifícios, desde casas, pontes e aquedutos, que foram um dos principais responsáveis pela vida em zonas sem água.

Os romanos foram também os primeiros a utilizar um ligante, sendo este a pozolana. Uma grande inovação foi o Pantéon de Roma; a sua cúpula semi-esférica cujo vão mede 42.5m é formada por elementos de pedra ordenadamente colocados e com juntas de argamassa. Existem nervuras interiores segundo os meridianos e os paralelos da cúpula, com a finalidade de aligeirar o seu peso próprio concentrando os impulsos nessas nervuras. No Coliseu de Roma também existem paredes de tijolos unidos por argamassa de pozolana.

Desde então a alvenaria não sofreu grandes desenvolvimentos até à revolução industrial. Foi nesta época que se criou o forno de Hoffman, que permitiu criar uma linha de produção de blocos, o que levou a um desenvolvimento das geometrias e aplicações dos blocos.

Hoje em dia a alvenaria estrutural está novamente estagnada, sendo que se prevê que com o aumento considerável do investimento que está a ser efectuado nesta área um novo avanço será uma realidade a curto prazo. A capacidade de criar blocos em matérias mais resistentes, e a facilidade de produção, assim como a formação de mão-de-obra especializada estão a levar muitas pessoas a optarem novamente por este sistema de construção.

### **1.3. Objectivos do trabalho**

Com a entrada em vigor do novo regulamento térmico RCCTE o condicionamento térmico dos edifícios é bem mais exigente em comparação ao regulamento até então existente. Por outro lado o Euro Código 6 (EC6) e o Euro Código 8 (EC8) vêm dar ao projectista um conjunto de ferramentas que permitem a avaliação da segurança estrutural da alvenaria resistente sem necessidade ao recurso à tradicional estrutura de betão armado.

O bloco desenvolvido alia o isolamento térmico à capacidade resistente de modo a cumprir os requisitos de ambos os regulamentos.

Esta tese tem como principal objectivo criar um modelo que permita simular com uma precisão elevada o comportamento térmico e mecânico das paredes de alvenaria. Para isso ter-se-á em conta todos os componentes estruturais, o meio ambiente, e todas as características térmicas e mecânicas de todos os constituintes.

Para aferir e validar experimentalmente os modelos matemáticos foram efectuados ensaios mecânicos, onde se analisa o comportamento mecânico de paredes compostas por 4 fiadas de blocos unidos por argamassas; os resultados obtidos são comparados com os da simulação numérica.

### **1.4. Interesse científico**

O estudo do comportamento mecânico e térmico das paredes de alvenaria pelo método dos elementos finitos tem vindo a ser efectuado ao longo do tempo. No entanto de uma forma demasiado simplista, consideram o comportamento elástico do material ignorando os efeitos da não linearidade (plasticidade do material).

No que diz respeito ao comportamento mecânico, é aceite que um ensaio à compressão permite verificar a resistência dos constituintes da alvenaria estrutural.

No entanto, simular o comportamento mecânico de uma parede é extremamente difícil e dispendiosos. Assim forma, adoptou-se que uma forma económica e com resultados satisfatórios seria simular apenas 4 fiadas de blocos, e depois extrapolar os resultados para uma parede completa segundo o Euro Código 6.

Devido ao facto de este ensaio ser bem recebido pela comunidade científica, muito pouca investigação foi feita a nível de modelos matemáticos.

Estes modelos simplistas não correspondem à maioria dos casos da actualidade, pois a geometria dos blocos torna-se cada vez mais complexa, e consequentemente os modelos matemáticos são tornando menos adequados.

Surge então a necessidade de recurso ao método dos elementos finitos. Este método permite uma fácil descritização de variadíssimas geometrias, e permite que sejam efectuadas simulações para quase todos os problemas, desde que a sua formulação esteja correcta.

Este tipo de análise também tem vindo a ser efectuado por alguns investigadores, mas apenas considerando as propriedades elásticas do material.



Uma análise elástica permite obter a distribuição de tensões para regimes de cargas de baixa amplitude. No entanto o real comportamento do betão é elasto-plástico, o que significa que atingida a tensão limite elástico, o material não se deforma na mesma forma, havendo uma redistribuição das tensões na parede, e modificando as zonas de tensão onde supostamente as fendas teriam início considerando apenas a análise elástica.

É nesta área que este estudo procura obter uma resposta. Obter uma simulação que resolva problemas de uma forma mais real, aproximando-se mais do comportamento do material.

Outro factor a ter em atenção é a realização de um modelo micro detalhado. É frequente efectuarem-se análises simplificadas, em que não se considera a influência das argamassas e das interfaces junta/bloco. O mais geral é existirem análises macro detalhadas, em que se considera a parede como um todo, e confere-se às suas propriedades um misto das propriedades de todos os materiais.

Este tipo de análise é bom para análises rápidas e com pouco detalhe. No entanto quando se pretende obter resultados melhores, é necessário recorrer a uma análise micro detalhada, mais complexa, mas com muito mais detalhe.

Para o estudo do comportamento térmico dos blocos de alvenaria efectuou-se uma análise tridimensional em regime estacionário para ter em consideração o efeito dos alvéolos e das juntas horizontais descontínuas.



## Capítulo 2 – Alvenaria Estrutural

### 2.1. Descrição geral da alvenaria

Segundo CAVALHEIRO [10](1990), a alvenaria pode ser definida como um conjunto coeso e rígido, conformado em obra, de tijolos ou blocos, unidos entre si por argamassa.

FRANCO (1988) [35] define a argamassa como um material composto, plástico, constituído de agregado miúdo inerte e de uma pasta aglomerante. Tem a propriedade de aderir a materiais porosos e endurecer após certo tempo.

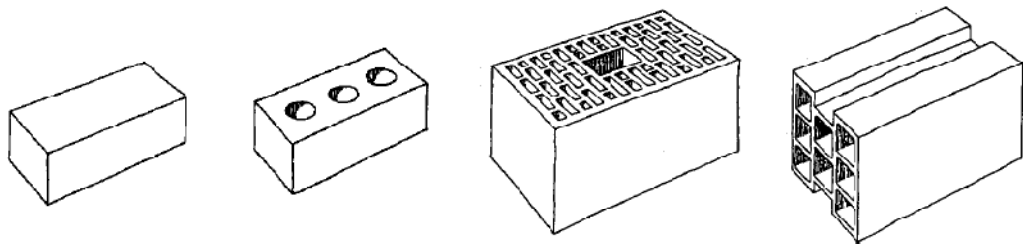


Figura 1 – Varias geometrias de elementos de alvenaria

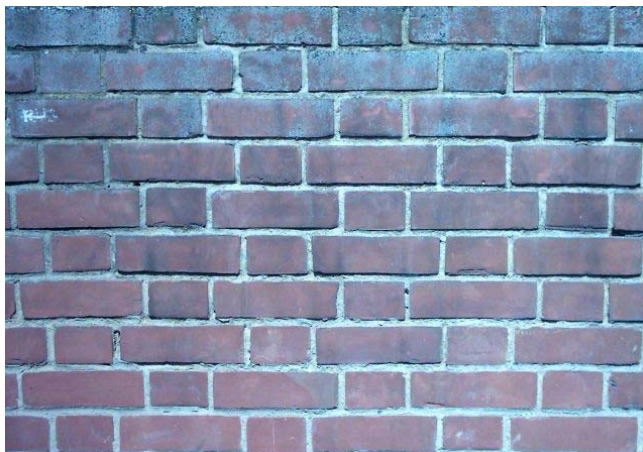


Figura 2 - Exemplo de uma parede de alvenaria

A alvenaria estrutural tem como principal vantagem ser um processo construtivo simples e eficiente. No entanto, estudos sobre a resistência deste conjunto de materiais são pouco desenvolvidos, e é conveniente melhorar o conhecimento científico nesta área.

Segundo TARGA[53], o comportamento da alvenaria sob a acção de solicitações reais é definido a partir do estudo de suas resistências à compressão, à tracção e ao corte.

A alvenaria estrutural é responsável pela transmissão de cargas e pelo isolamento térmico e acústico, estanqueidade e separação de ambientes das construções.

Analisando a uma escala macroscópica, a distribuição de tensões num edifício apresenta o seguinte diagrama:

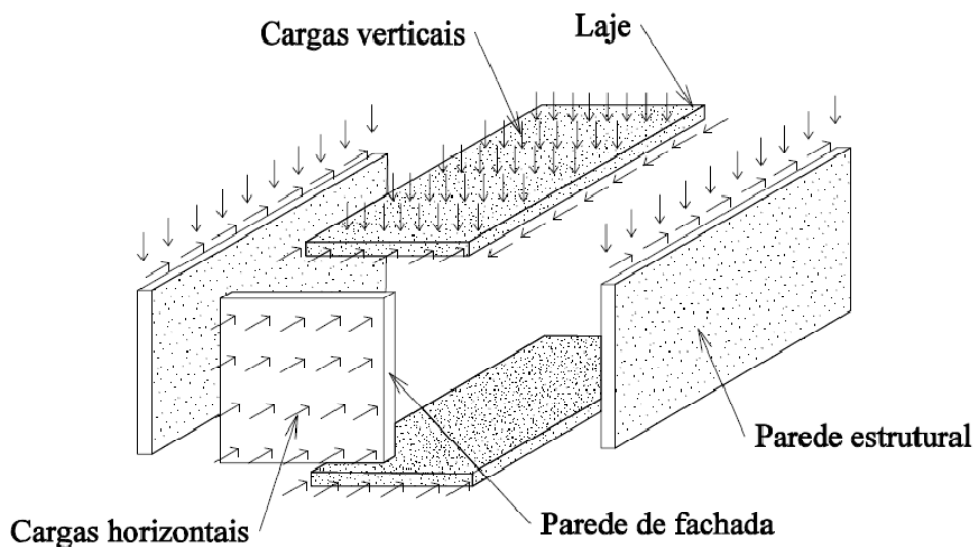


Figura 3 - distribuição de cargas horizontais e verticais num edifício de alvenaria estrutural

A figura 3 mostra a transmissão das cargas verticais e horizontais entre os principais elementos estruturais de um edifício construído neste sistema.

As paredes de alvenaria recebem as cargas verticais provenientes das lajes, do seu peso próprio, e da acção de outras paredes e, portanto, a sua resistência à compressão é o principal factor do projecto.

Na figura 3 também se observa como as cargas horizontais se transmitem para as lajes e paredes. O exemplo mais comum de acção horizontal é oriundo da acção do vento nas paredes de fachada do edifício.

Normalmente, as lajes são consideradas rígidas em seu próprio plano e as paredes absorvem parcelas das cargas horizontais proporcionais à sua rigidez à flexão. Assim, devido à acção das cargas horizontais, as paredes de alvenaria devem possuir uma resistência ao corte e flexão apreciáveis para suportar estas solicitações.

Compreende-se então que as paredes devem ter uma elevada resistência à compressão e explorar um compromisso entre a resistência à tracção e à compressão.

Segundo GOMES [38] e TARGA [53], a resistência à compressão de uma parede de alvenaria depende principalmente da resistência dos blocos e não tanto da argamassa.

No que diz respeito aos blocos da alvenaria, FRANCO [32] considera que os factores que mais influenciam a resistência à compressão são o peso, o formato do bloco e a área de colocação da argamassa compatível com a técnica de assentamento.

Podemos separar uma parede de alvenaria em 3 constituintes, sendo eles o bloco, a argamassa e a interface.

### **2.1.1 – Unidade de alvenaria (bloco ou tijolo)**

Os blocos e os tijolos são os elementos básicos da parede de alvenaria. Geralmente são produzidos em betão e material cerâmico respectivamente, possuindo variadíssimas geometrias.

Podem ser maciços, furados ou vazados. Neste estudo serão analisados blocos de betão leve com agregados de argila.

A principal vantagem dos blocos é a implantação dos princípios de coordenação modular, que permite que as perdas de material sejam muito menores, tornando os projectos mais rentáveis, tanto a nível económico como ecológico.

Os blocos em estudo são constituídos à base de cimento, que actua como ligante, água e Leca. Estes blocos possuem função estrutural, e térmica, ou seja, são excelentes isolantes térmicos, quando comparados com os blocos convencionais, e simultaneamente conseguem obter função estrutural.

O seu processo de fabrico é também fundamental para a resistência final à compressão. Quanto mais comprimida for a mistura no estado verde, melhor vai ser a resistência mecânica, havendo por consequência uma densidade muito mais elevada. A densidade do bloco é também fundamental para seleccionar a condutibilidade térmica do mesmo. Quanto maior for a densidade do bloco, menos espaços de ar existem no seu interior, e por consequência teremos uma condutibilidade superior ou seja um pior isolamento térmico, e uma resistência mecânica mais elevada.

É importante referir um estudo já efectuado que visa melhorar a compreensão acerca da influência dos constituintes dos blocos de betão. Andolfato et al [4] concluem que:

- A quantidade de cimento tem forte influência na rigidez do bloco, e não tanto na resistência à compressão;
- A relação água-cimento não afecta significativamente a resistência à compressão dos blocos, como se poderia supor em analogia ao betão plástico;
- O grau de compactação está relacionado com a quantidade de água da mistura, e tem grande influência na resistência final dos blocos.

Após obtida a geometria, os blocos seguem para um processo de secagem, em que o seu volume diminui, e há que ter especial atenção ao aparecimento de fendas devido às tensões residuais.

Quanto à furação, ela é perpendicular à superfície de assentamento. Blocos com furação horizontal apresentam uma forma explosiva de rotura, o que impossibilita qualquer acção após aparecimento de fendas.

### 2.1.2. Argamassa

A argamassa é considerada o adesivo que efectua a ligação entre as unidades estruturais das paredes em alvenaria.

Segundo Franco [34], as principais funções da argamassa são as seguintes:

- Unir os componentes de alvenaria para que o conjunto seja capaz de resistir aos diversos tipos de esforços;
- Distribuir uniformemente as cargas actuantes na parede por toda a área resistente do bloco;
- Absorver as deformações que a alvenaria estiver sujeita;
- Selar o conjunto quando a alvenaria for aparente.

As argamassas são geralmente feitas à base de água, cimento, cal, areia, ou outros materiais para usos específicos.

Na mistura destes componentes procura-se sempre tentar obter uma relação de compromisso entre a quantidade de cimento e de cal. O cimento confere uma maior resistência mecânica, mas uma menor flexibilidade para acompanhar os deslocamentos da estrutura. Quanto à cal, ela tem um efeito inverso, pois permite uma melhor plasticidade, e melhora a acomodação da argamassa no bloco. No entanto em demasia torna a argamassa muito pouco resistente, e de difícil secagem.

GALLEGOS [36] (1989), estudando a influência da proporção dos componentes, afirma que o objectivo que condiciona o traço das argamassas é a obtenção de um material pastoso, pegajoso e retentivo, que tenha trabalhabilidade e que seja capaz de aderir de maneira forte, completa e durável aos tijolos:

- A proporção de cal deve ser a necessária para alcançar uma retentividade mínima de 0,75;
- A proporção de areia deve ser a máxima possível, desde que a cal e o cimento preencham integralmente seus vazios (essa proporção geralmente é de 2,5 a 3 vezes a soma dos volumes de cal e cimento);
- A quantidade de água deve ser suficiente para garantir a maior fluidez possível, entre 100 e 150%, conferindo trabalhabilidade, mantendo a coesão e pegajosidade da argamassa.

Deste modo GOMES [38] indica que a alvenaria deverá possuir argamassas menos resistentes que os bloco, para que esta consiga acompanhar os movimentos da estrutura, e evitar uma rotura excessivamente frágil da alvenaria. Por sua vez, argamassas pouco resistentes não são capazes de absorver as imperfeições existentes, induzindo a uma má distribuição de tensões.

Baseado na sua experiencia GOMES recomenda o uso de argamassas com uma resistência à compressão não inferior a 70% da resistência dos blocos, e que em nenhum caso ultrapasse a resistência dos mesmos.

A espessura da argamassa é um parâmetro de fundamental influência na resistência à compressão das paredes de alvenaria. Segundo SABBATINI [66] este fenómeno ocorre uma vez que a argamassa é considerada o elemento frágil da alvenaria, e consequentemente quanto menor for a espessura da argamassa, melhor é o comportamento mecânico.

No entanto RAMALHO e CORREA [65] concluem que a espessura não pode ser exageradamente reduzida, pois isso aumenta substancialmente a probabilidade de haver falhas na execução, possibilitando o contacto entre blocos e induzindo a pontos com elevadas concentração de tensões.

O aumento exagerado da espessura da argamassa induz segundo SABBATINI [67] um deslocamento relativo entre componentes de alvenaria muito elevado, o que provoca um aumento das tensões internas e a diminuição da resistência da alvenaria.

### **2.1.3 - Interface**

A interface é incluída como sendo um elemento estrutural da alvenaria estrutural, devido a sua relevância no comportamento mecânico. Geralmente é nas interfaces que se iniciam os modos de rotura, conferindo a esta zona um tratamento especial por parte do projectista.

Na zona de interface encontramos dois tipos de rotura possível, por tracção ou por esforços de corte. Na análise dos ensaios à compressão apenas será dada atenção ao modo de rotura devido às tensões de corte. Este fenómeno ocorre devido aos diferentes coeficientes de Poisson e módulos de Young da argamassa e do bloco. No nosso estudo o módulo de Young da argamassa é superior ao dos blocos, o que vai induzir tensões de corte na zona de interface, esforços de compressão no bloco e esforços de tracção na argamassa.

Segundo o estudo de CARASEK [8], a aderência entre argamassas e blocos granulados é de natureza química e mecânica. No entanto a relevância deste dois tipos de aderência é diferente. Apenas 10% da aderência é consequência de ligações polares covalentes entre os componentes dos substratos e do bloco. Os restantes 90 % são de natureza mecânica.

É considerado que a aderência depende essencialmente da constituição da argamassa, mais propriamente da percentagem de cimento e cal e da taxa de sucção inicial da base de assentamento. A aderência também depende da porosidade dos blocos e da hidratação da argamassa.

Como a hidratação na zona de interface é menor que na zona interna da argamassa, há a tendência de se criar uma camada de cálcio na zona de interface, que prejudica as propriedades mecânicas, sendo por isso considerada uma zona de elevado potencial para o aparecimento de fissuras.

#### **2.1.4. Aspectos relevantes no comportamento mecânico das paredes de alvenaria.**

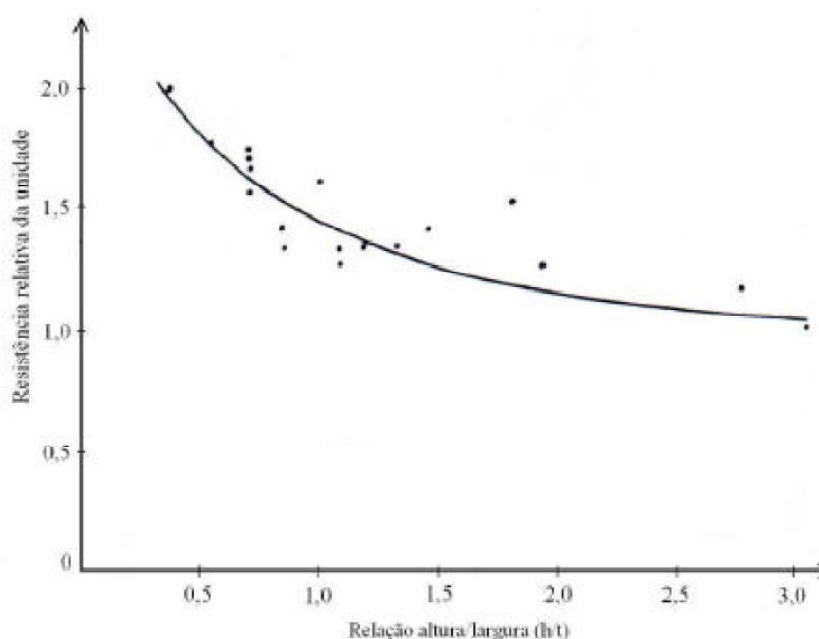
Um dos aspectos mais importantes no estudo, é determinar o comportamento mecânico das paredes de alvenaria. Para isso é necessário compreender os modos de rotura das paredes, para se saber quais os pontos onde as concentrações de tensões são mais elevadas.

Segundo SHRIVE [70], os principais modos de rotura em blocos simples são:

- Aparecimento de fendas nas paredes laterais do bloco: rotura por tracção;
- Aparecimento de fendas nos septos do bloco. Acontece quando os septos se comportam como vigas de grande altura, e as tensões de tracção ultrapassam o valor limite de resistência do material.

Segundo HENDRY [41] os factores que influenciam a resistência à compressão das paredes de alvenaria são a geometria dos blocos, resistência da unidade, espessura da junta de argamassa, deformação característica da argamassa, resistência da argamassa, sucção das unidades e retenção de água da argamassa.

Num dos seus estudos, HENDRY constatou que a relação altura/largura dos blocos tem forte influência na resistência à compressão dos blocos.



**Gráfico 1 - Dependência da resistência à compressão dos blocos da relação altura/largura dos mesmos**

No entanto MAURENBRECHER [58] cita que no caso de blocos de betão a esbelteza das paredes longitudinais e dos septos transversais tem maior influencia na resistência que a relação altura/largura.

Nos seus estudos para obter uma relação entre a resistência dos blocos e da alvenaria, HENDRY conclui que a resistência da alvenaria equivale à raiz quadrada da resistência do bloco. Para SAHLIN a relação  $f_{alv}/f_{bloco}$  varia entre 25% a 50%, dependendo do tipo de parede e do coeficiente de esbelteza. RAMALHO e CORRÊA definem esta relação entre 40% a 60% para blocos de betão vazados e com argamassas usuais.

Outro dos aspectos fundamentais a ter em conta na resistência das paredes de alvenaria é a qualidade da mão-de-obra.

HENDRY refere que um dos principais factores que influenciam a resistência mecânica de uma parede de alvenaria é a deficiente mão-de-obra. Incorrecta dosagem e mistura da argamassa, ajuste incorrecto da sucção dos blocos, formação incorrecta das juntas, movimentação dos blocos após colocação, perda de alinhamento, prumo e fracas condições de cura são os principais problemas apontados por este autor.



Segundo FRANCO, o mau preenchimento da junta horizontal pode representar uma quebra de cerca de 30 % na resistência de uma parede de alvenaria.

GRIMM [39] comenta que quando uma obra é inspeccionada, a qualidade da mão-de-obra aumenta de forma tão dramática, que a resistência de uma parede pode ser até 70% mais elevada do que em obras sem inspecção.

As condições de cura também podem influenciar a resistência da parede de alvenaria. A elevada temperatura, baixa humidade relativa e a incidência de ventos podem levar a uma cura da argamassa demasiado rápida, levando a níveis de retracção que se traduzem em perda de aderência.

### **2.1.5. Aspectos relevantes no comportamento térmico das paredes de alvenaria.**

A grandeza que define o isolamento térmico de uma parede é o coeficiente de transmissão térmica  $U$ , definido como sendo a quantidade de calor que, por unidade de tempo, atravessa uma superfície de área unitária por unidade de diferença de temperatura, entre os ambientes que separa.

O comportamento térmico das paredes de alvenaria está directamente relacionado com o material constituinte dos blocos, assim como as suas dimensões e geometria.

O uso de materiais tradicionais (cerâmicos, betão tradicional), levou a que o comportamento térmico das paredes apenas pudesse ser optimizado recorrendo às seguintes técnicas:

- Criação de blocos multialveolares, multiplicando o número de fiadas de alvéolos e tirando partido do elevado poder isolante do ar;
- Privilegiar o desencontro das fiadas consecutivas de alvéolos e limitando o número de ligações transversais;
- Incorporação total ou parcial de isolante térmico nos alvéolos.
- Diminuição da emissividade das paredes dos alvéolos de forma a aumentar a resistência térmica dos mesmos;
- Realização de blocos ditos de isolamento integrado, em que dois semi-blocos são ligados por placa de isolamento térmico pré-moldada ou injectada.

O recurso a produtos não tradicionais nos blocos de alvenaria, podem resultar em paredes com isolamento térmico melhorado, como é o caso de paredes com blocos de argila alveolada, betão leve, etc. A estas soluções aplicam-se as mesmas técnicas de melhoramento do comportamento térmico, obtendo-se assim paredes com coeficiente de transmissão térmica bastante baixo.

No entanto o uso de materiais alternativos de baixa condutibilidade térmica conduz ao aparecimento de desvantagens no comportamento mecânico da alvenaria, ao acréscimo da importância relativa das juntas de argamassa, e a uma menor estabilidade dimensional perante variações do teor de água.

As juntas de argamassa correspondem na maioria dos casos a um problema sob o ponto de vista térmico. Estas constituem geralmente heterogeneidades e pontes térmicas. Estes problemas são acentuados quando são utilizados elementos com matérias primas mais isolantes. No entanto estes efeitos negativos podem ser minorados pelas seguintes acções:

- Redução do número de juntas através do aumento das dimensões faciais das unidades de alvenaria, diminuindo assim a proporção da área de junta relativamente à área ocupada pelas unidades de alvenaria;
- Diminuição da percentagem de argamassa através da redução da sua espessura, por eliminação do preenchimento das juntas verticais e, no limite, pela eliminação do preenchimento das juntas horizontais;
- Utilização de argamassas mais isolantes;
- Recurso a descontinuidades nas juntas com o objectivo de reduzir as pontes térmicas.

### ***2.1.6. Aspectos relevantes na análise de paredes de alvenaria através de modelos numéricos***

A alvenaria é um material que possui propriedades diferentes em direcções distintas, devido à presença das juntas de argamassa, que actuam como planos de resistência diferente ao resto da parede. Segundo LOURENÇO [54], a abordagem utilizada na criação do modelo numérico vai depender da precisão desejada. De uma maneira geral, é possível analisar as paredes de alvenaria através de um modelo micro-detalhado, e um modelo macro-detalhado.

No modelo micro-detalhado é possível obter o comportamento da parede com mais detalhe. O seu uso recorre à criação de uma geometria descontínua, em que todos os elementos são representados individualmente, e unidos por elementos de interface.

O módulo de Young e coeficiente de Poisson são atribuídos a cada um dos componentes da alvenaria (unidade de alvenaria e argamassa).

É considerado também o comportamento da junta de interface, entre bloco e argamassa, e bloco com bloco. Geralmente considera-se que as juntas são planos de menor resistência.

Este tipo de análise é bastante apropriado para analisar paredes em que as propriedades mecânicas dos constituintes são bastante distintas, o que leva a estados de tensão bastante heterogéneos, tornando-se assim importante analisar o comportamento individual.

Utilizar este tipo de análise pelo método dos elementos finitos tem vantagens e desvantagens. O facto de se considerar os elementos de alvenaria independentes permite o uso de malhas diferentes, e informação independente para cada elemento. No entanto o modelo micro-detalhado obriga a um elevado refinamento nas zonas de contacto, pois o número de pontos na zona de interface tem que ser muito elevado para simular convenientemente o comportamento da parede.

Em alternativa existe o modelo macro-detalhado. Neste tipo de análise considera-se a parede como um material contínuo anisotrópico e homogéneo.

Este tipo de análise é geralmente utilizado quando a estrutura é composta por unidades com dimensões suficientemente grandes quando comparadas com a dimensão da junta, para que as tensões possam ser consideradas uniformes. Estes modelos são utilizados muitas vezes para reduzir a complexidade do cálculo, obtendo resultados muitas vezes “aceitáveis”, considerando a precisão do modelo matemático.

Em ambos os tipos de análise, é necessário obter uma descrição pormenorizada do comportamento mecânico de todos os elementos

Considerando o comportamento plástico dos materiais, a análise torna-se bastante mais complexa, mas também bastante mais fidedigna. Como consequência do comportamento plástico, dá-se uma redistribuição de tensões que provoca um deslocar da zona teórica de surgimento de fendas se apenas fosse considerado o comportamento elástico do material.

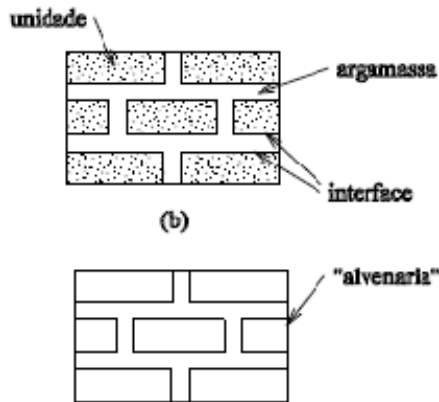


Figura 4 - Modelos para análise numérica da alvenaria

Da análise pelo método dos elementos finitos é importante analisar não só as tensões máximas principais, como também os deslocamentos dos nós, tanto na zona de comportamento plástico como na de comportamento elástico.

A análise elástica apenas é utilizada para cargas muito baixas, em que apenas existe realmente comportamento linear elástico.

Geralmente o estudo é efectuado a duas dimensões, devido à complexidade do cálculo quando utilizadas as três dimensões.

Numa análise 3D, CHEEMA e KLINGNER [24] propõem um modelo micro detalhado linear elástico em que próximo da interface as tensões de tracção transversais que agem perpendicularmente à parede do bloco são três a quatro vezes superiores às tensões transversas paralelas à parede do bloco.

Por sua vez FAHMY e GHOIEM [30] sugerem uma análise bidimensional micro detalhada, com juntas de argamassa contínuas e espessura dos septos mínima. As propriedades do material são aproximadas por rectas, ou seja o comportamento, à compressão e à tracção é elástico perfeitamente plástico. O aparecimento de fissuras acontece quando as tensões principais forem superiores à tensão limite plástico.

Sabe-se no entanto que este tipo de análise é bastante limitado devido a não ser considerada a terceira dimensão, e as tensões segundo esse plano.

## 2.2. Betão leve

O material do bloco em estudo é composto por betão com agregados leves de argila expandida (inertes), o que leva a que o módulo de Young, assim como a tensão de rotura à tracção e compressão sejam diferentes dos blocos de betão convencionais.

A este tipo de betão denomina-se betão leve, pois é caracterizado por possuir uma massa volumica inferior à dos betões normais conseguida pela adição de inertes leves.

Neste tipo de betão sobressaem aspectos positivos relativamente ao betão convencional, mais propriamente a diminuição da massa de construção, a melhoria do isolamento térmico e da resistência ao fogo.

Como aspectos negativos sobressaem a variações dimensionais, a menor resistência mecânica, o maior preço de alguns inertes comparativamente ao betão convencional e a maior dificuldade em dispor de caracterizações e procedimentos de dimensionamento.

### **2.2.1. Técnicas de obtenção de betões leves**

Existem vários tipos de betões leves, sendo eles betão compacto de inertes leves, betão semi-cavernoso, betão cavernoso, betão celular obtido por reacção química e betão celular obtido por reacção física.

Betão compacto – Betão tradicional, no qual os inertes normais foram substituídos total ou parcialmente por inertes leves. A vocação destes betões poderá ser qualquer uma das classes funcionais já referidas no capítulo 3.

Betão semi-cavernoso – betão cuja leveza resulta em primeiro lugar da retenção de ar entre os grãos por efeito de uma compactação deliberadamente limitada. A utilização destes betões visa a melhoria do isolamento, bem como uma economia conseguida pelo maior rendimento destes.

Betão cavernoso – betão constituído por um esqueleto de inertes, leves ou não, sensivelmente com a mesma dimensão e uma pasta ligante assegurando o envolvimento e ligação destes elementos entre si. São assim betões em que se suprimam todos os finos e o ligante se limita a envolver os ligantes grossos e a liga-los, resultando um volume significativo de vazios. Este betão é também designado por betão sem finos. Os betões cavernosos podem ser utilizados em aplicações isolantes ou estrutural-isolante. A sua utilização visa o aligeiramento e a melhoria do isolamento térmico, a par de uma economia significativa, conseguida pela supressão do inerte fino e pela redução do consumo de ligante.

Betão celular por reacção química – betão constituído por uma pasta de areia siliciosa e ligante mineral na qual se originam pequenas bolhas (diâmetro aproximadamente de 1 mm), por adição de um produto químico gerador de gás de massa, durante a fase líquida ou plástica, funcionando como uma levedura. A produção destes betões pode ser complementada por uma autoclavagem que permite uma nítida melhoria das características do material. A percentagem de ar contido é significativa. Estes betões só diferem dos betões correntes de ar introduzido, onde as dimensões das bolhas de ar é muito menor e o volume global das mesmas também. Em sentido estrito, os betões celulares estão mais próximos das argamassas do que dos betões, dado não existirem inertes grossos.

Betão celular obtido por acção física – betão de constituição análoga ao anterior, mas onde a estrutura porosa é produzida pela introdução de bolhas de ar microscópicas, ou por acção de substâncias “espumantes” adicionadas à mistura (detergentes, sabões, resinas especiais). Estas bolhas ficam retidas durante a presa de uma forma uniforme. Tratam-se, como no caso betões anteriores, mais de argamassas do que de betões.

### **2.2.2. Características do inerte**

Os betões de argila expandida são compostos, como já foi referido, por uma matriz de betão convencional e grãos de argila expandida.

No processo de fabrico é utilizada uma argila expansiva, cuja expansão pode ser ajudada artificialmente misturando à argila pirite, hemalite, dolomite, carvão ou combustíveis líquidos em pequena percentagem.

A obtenção da argila inicia-se com a extracção de matéria-prima de um barreiro, e depois são seleccionadas as argilas e preparadas para a conformação. A argila é misturada nos aditivos já referidos e posteriormente a mistura é introduzida no forno de secagem para passar posteriormente ao forno de expansão, de maior diâmetro e rodando em torno do mesmo eixo. Estes fornos são geralmente circulares rotativos, com um eixo ligeiramente inclinado e um comprimento entre os 30 e os 60 metros. A mistura ao ser introduzida no forno de secagem vai ser gradualmente seca e a temperatura de 800°C aproximadamente, sendo que no forno de expansão que ocorre a fusão da argila a uma temperatura próxima de 1200°C. Após esta cozedura, os agregados caem numa grelha onde se dá o arrefecimento, sendo posteriormente crivados e armazenados por classes. Através deste processo, a argila transforma-se em grânulos esféricos com uma estrutura interna alveolar e com superfície externa dura e de cor castanha.



## Capítulo 3 – Síntese exigencial dos elementos e paredes de alvenaria

---

### 3.1 Generalidades

As paredes exteriores são um elemento construtivo sobre o qual recaem uma multiplicidade de exigências, onde se destacam como mais significativas as seguintes:

- resistência mecânica e estabilidade;
- segurança ao fogo;
- conforto acústico;
- conforto termohigrométrico;
- estanquidade à água da chuva;
- durabilidade;
- instalações embebidas.

A parte opaca das paredes mais correntes é em alvenaria. Estas têm por base unidades e argamassa, podendo ser revestidas ou não.

As exigências mais importantes relativas às unidades de alvenaria de betão são as que se encontram presentes na normalização em vigor, tais como:

- dimensões;
- percentagem de furação;
- massa volúmica seca;
- absorção de água;
- permeabilidade ao vapor de água;
- resistência à compressão;
- teor em sais solúveis activos;
- propriedades térmicas;
- reacção ao fogo;
- aderência;
- resistência ao gelo/degelo.

Apresenta-se de seguida a quantificação das exigências e a forma de avaliação do desempenho, sempre que possível de forma quantificada, ou apenas de forma qualitativa nas outras situações. Para esta apresentação recorreu-se a várias normalizações em vigor e de referência.

## 3.2. Unidades de Alvenaria de Betão

### 3.2.1. Exigências dimensionais

As dimensões das unidades de alvenaria cerâmicas e de betão devem ser declaradas pelo fabricante, em mm, para comprimento, largura e altura, por esta ordem.

As tolerâncias definidas para as dimensões efectivas exteriores das unidades de betão, relativamente às dimensões nominais de fabrico, são as constantes no Tabela 1, devendo ser declaradas pelo fabricante. A determinação das dimensões das unidades de betão deverá ser efectuada de acordo com a NP EN 772-16 [49]. É importante salientar que as dimensões das unidades devem situar-se dentro dos desvios dimensionais máximos permitidos pela EN 771-3 [20], ou seja, devem encontrar-se entre os limites máximo e mínimo, em função das tolerâncias dimensionais apresentadas no Tabela 1.

Tabela 1 - Tolerâncias dimensionais das unidades de alvenaria de betão, conforme a EN 771-3 [20]

Categorias de	D1	D2	D3
Comprimento	+3	+1	+1
	-5	-3	-3
Largura	+3	+1	+1
	-5	-3	-3
Altura	+3	±2	±1,5
	-5		

### 3.2.2. Percentagem de furação

A percentagem de furação é a relação percentual entre a área de vazios e a área total aparente da secção.

A direcção segundo a qual se orienta a furação e a percentagem de furação devem ser declaradas pelo fabricante. A sua determinação deve ser realizada de acordo com base na NP EN 772-2 [50] para as unidades de betão.

A determinação da percentagem de furação nas unidades de betão é efectuada por impressão em papel, segundo a norma NP EN 772-2 [50]. Para tal é necessário colocar uma folha de papel sobre ou sob a unidade de alvenaria, em função do ensaio a realizar, isto é, simultaneamente nas duas faces ou não. Com base na impressão marcada na folha de papel procede-se à determinação da respectiva percentagem de furação, por medição da geometria ou por pesagem. Com os resultados assim obtidos é possível obter o resultado pretendido.

De acordo com a percentagem de furação, o fabricante pode também declarar se as unidades estão conformes os limites de um dos grupos constantes no EC6: Part 1-1 [22], como se encontra no Tabela 2. O EC6: Part 1-1 [22] define ainda outros requisitos geométricos a ter em consideração nas unidades de alvenaria de betão, como as espessuras mínimas para os septos internos e externos das unidades, conforme se apresenta no Tabela 2.



Tabela 2 - Requisitos geométricos das unidades de alvenaria de betão, conforme o EC6: Part 1-1 [22]

	Limites para as unidades de alvenaria						
	Grupo 1	Grupo 2		Grupo 3 (**)		Grupo 4	
		Furação vertical				Furação	
Percentagem de furação (% volume)	≤ 25	> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Percentagem de furação de cada furo (% volume bruto)	≤12,5	Cada um dos furos ≤ 30; A percentagem total dos furos que permitem agarrar nas unidades não pode ser superior a 30		Cada um dos furos ≤ 30; A percentagem total dos furos que permitem agarrar nas unidades não pode ser superior a 30		Cada um dos furos ≤ 25	
Espessuras dos septos interiores e exteriores (mm)		Septo interior	Septo exterior	Septo interior	Septo exterior	Septo interior	Septo exterior
	Não tem requisitos	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Valores declarados das espessuras combinadas dos septos interiores e exteriores (% da espessura total na direcção mais relevante)							
	Não tem requisitos	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

(\*) Valor estabelecido pelo DNA do EC8 [23] para unidades de alvenaria localizadas em zonas que não sejam consideradas de baixa sismicidade.

(\*\*) Grupo de unidades de alvenaria considerado não admissível em zonas que não sejam consideradas de baixa sismicidade de acordo com o DNA do EC8 [23].

### 3.2.3. Massa volúmica seca

A massa volúmica seca das unidades de alvenaria de betão deve ser declarada pelo fabricante (em  $\text{kg/m}^3$ ), podendo ser determinada pela NP EN 772-13 [48]. O valor da massa volúmica seca não pode diferir  $\pm 10\%$  do valor declarado pelo fabricante.

### 3.2.4. Absorção de água

No caso das unidades de betão que se destinam a uma utilização em elementos exteriores expostos, o fabricante deve declarar o coeficiente máximo de absorção de água devido à acção da capilaridade na face do bloco exposto (em  $\text{g/m}^2.\text{s}$ ).

A determinação do coeficiente de absorção de água destas unidades deve ser efectuada de acordo com a NP EN 772-11 [47] para uma imersão durante um período de  $10 \pm 0,2$  minutos, tendo os resultados que estar de acordo com o Anexo B.1 da NP EN 771-3 [20] e não podendo ser superiores ao valor declarado pelo fabricante.

### 3.2.5. Permeabilidade ao vapor de água

Quando as unidades se destinam a uma utilização em panos exteriores, o fabricante deve fornecer informação relativa à permeabilidade ao vapor de água por meio de valores tabelados do coeficiente de vapor de água apresentados na NP EN 1745 [45]. No caso das unidades de alvenaria de betão o fabricante pode ainda declarar o coeficiente de difusão de vapor de água com base no valor determinado de acordo com a EN ISO 12572 [52].

### 3.2.6. Resistência à compressão

A resistência média à compressão das unidades de alvenaria de betão deve ser declarada pelo fabricante (em  $\text{N/mm}^2$ ), deve também declarar a resistência à compressão normalizada quando requerido e a categoria à qual pertencem as unidades, conforme o Tabela 3.

Tabela 3 - Categorias das unidades de alvenaria em termos de resistência à compressão, conforme o NP EN 771-3 [20]

Categoria	Definição
Categoria I	Unidades de alvenaria com um valor médio de resistência à compressão especificado cuja probabilidade de não ser atingido não exceda os 5%.
Categoria II	Unidades de alvenaria não destinadas a verificar o nível de confiança das unidades de Categoria I.

A determinação da resistência à compressão deve ser efectuada de acordo com a NP EN 772-1 [46]. Para a determinação da resistência à compressão, com base na norma referida, os provetes, depois de preparados são colocados e centrados sobre o prato da máquina de ensaio à compressão, sendo-lhe aplicada uma carga uniformemente distribuída e incrementada até à rotura. Assim, o valor da resistência à compressão resulta da razão entre a carga máxima atingida e a área do provete carregada.

A resistência à compressão normalizada é obtida a partir da resistência à compressão média dos provetes, determinada como se referiu anteriormente, afectada de um factor de forma definido na norma NP EN 772-1 [46] e representados no Tabela 4. Este factor varia em

função as dimensões das unidades e pretende traduzir efeito do confinamento dos provetes de ensaio na determinação da resistência à compressão das unidades.

A resistência normalizada à compressão é determinada pela expressão seguinte:

$$f_b = \frac{F}{A} * \delta \quad (3.1)$$

em que:

$F$  – carga máxima atingida pela área carregada (N);

$A$  – secção transversal carregada de um provete de alvenaria (mm<sup>2</sup>);

$\delta$  – factor de forma.

Tabela 4 - de forma,  $\delta$ , conforme a NP EN 772-1 [46]

Altura <sup>1)</sup> (mm)	Largura (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,758	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥ 250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

1) altura após a preparação da superfície

O EC6: Part 1-1 [17] não prevê a classificação das unidades para alvenaria em termos da sua resistência. No entanto o documento nacional de aplicação (DNA) Português do EC6 considerou conveniente a existência 7 classes de referência para classificar a resistência à compressão das unidades:

- U3 (Classe permitida apenas em unidades com espessura superior a 250mm), U4, U5, U7, U10, U15 e U20.

Nestas designações, a seguir à letra U ("Unidade") aparece um número que representa a resistência média normalizada à compressão das unidades,  $f_b$  (N/mm<sup>2</sup>), na direcção perpendicular às faces de assentamento. Por outro lado, o EC6: Part 1-1 [18], não define uma resistência mínima à compressão para as unidades.

No entanto do EC8: Part 1 [19] estipula algumas regras a ter em consideração no projecto de sismos. No caso específico das unidades de alvenaria específica que unidades de alvenaria devem ser robustas de modo a evitar roturas locais frágeis. Nesse sentido, o documento nacional de aplicação (DNA) Português do EC8 [23] define que as unidades utilizadas em paredes de alvenaria localizadas em zonas consideradas de elevada sismicidade ( $a_g.S \geq 0,10$  k.g) deverão satisfazer algumas exigências no que diz respeito ao valor da resistência mínima à compressão. Sublinha-se que a adopção em definitivo dos valores mínimos da resistência à compressão das unidades ainda está em fase de discussão. Indicam-se de seguida os valores indicados na última versão em posse desse documento [23]:

- resistência à compressão mínima das unidades de alvenaria na direcção normal e na direcção paralela à face de assentamento, respectivamente,  $f_{b,min}$  e  $f_{bh,min}$ , devem tomar um valor de 3 N/mm<sup>2</sup> e 1,6 N/mm<sup>2</sup>, respectivamente, no caso de unidades com espessura não inferior a 250 mm e de 4 N/mm<sup>2</sup> e 1,6 N/mm<sup>2</sup>, respectivamente, no caso de unidades com espessura inferior a 250 mm.

### **3.2.7. Propriedades térmicas**

O fabricante deve fornecer informação sobre as propriedades térmicas da alvenaria, unidades de betão, (resistência térmica (m<sup>2</sup>.°C/W) ou condutibilidade térmica (W/m.°C)), em função da utilização prevista e sempre que a alvenaria seja utilizada em elementos com requisitos de isolamento térmico, devendo especificar se a declaração é baseada numa tabela, em ensaios ou em cálculos, de acordo com a NP EN 1745 [45].

### **3.2.8. Reacção ao fogo**

A classe de reacção ao fogo das unidades de alvenaria de betão deve ser declarada pelo fabricante sempre que as unidades sejam utilizadas em elementos com requisitos de resistência ao fogo.

Para unidades de alvenaria contendo menos de 1% em massa ou volume (consoante o que for mais desfavorável) de materiais orgânicos distribuídos de forma homogénea, a declaração pode indicar a classe A1 de reacção ao fogo, sem necessidade de ensaios. No caso de unidades de alvenaria contendo mais de 1% da massa acima referida devem ser classificados segundo a EN 13501-1 [15] e indicada a classe apropriada de reacção ao fogo.

### **3.2.9. Aderência entre argamassa e unidades de alvenaria**

As normas referentes às especificações das unidades de alvenaria remetem a determinação da aderência combinada entre argamassa das juntas assentamento e as unidades de alvenaria para uma resistência inicial ao corte. Esta resistência consiste na máxima tensão ao corte possível de se desenvolver entre as juntas de assentamento e as unidades de alvenaria, considerando a inexistência de tensões compressão perpendiculares as juntas de assentamento.

Assim, a aderência combinada entre as unidades de alvenaria de betão e a argamassa deve ser declarada em termos da resistência característica inicial ao corte (em N/mm<sup>2</sup>), conforme a NP EN 1052-3 [44], sempre que os elementos sejam utilizados em paredes de alvenaria com requisitos estruturais. A aderência é declarada pelo fabricante através de valores tabelados ou determinados em ensaios, não devendo o valor característico ser inferior ao valor declarado.

A resistência inicial ao corte da alvenaria, NP EN 1052-3 [44], é determinada a partir da resistência de pequenos provetes de alvenaria, ensaiados até à rotura. Em função das dimensões das unidades de alvenaria estão previstos dois provetes diferentes, isto é, quando a altura das unidades é inferior ou igual a 200 mm, obtém-se um provete com duas juntas horizontais de argamassa, caso a altura seja superior a 200 mm, o provete tem apenas uma junta horizontal, conforme a fig. 1.

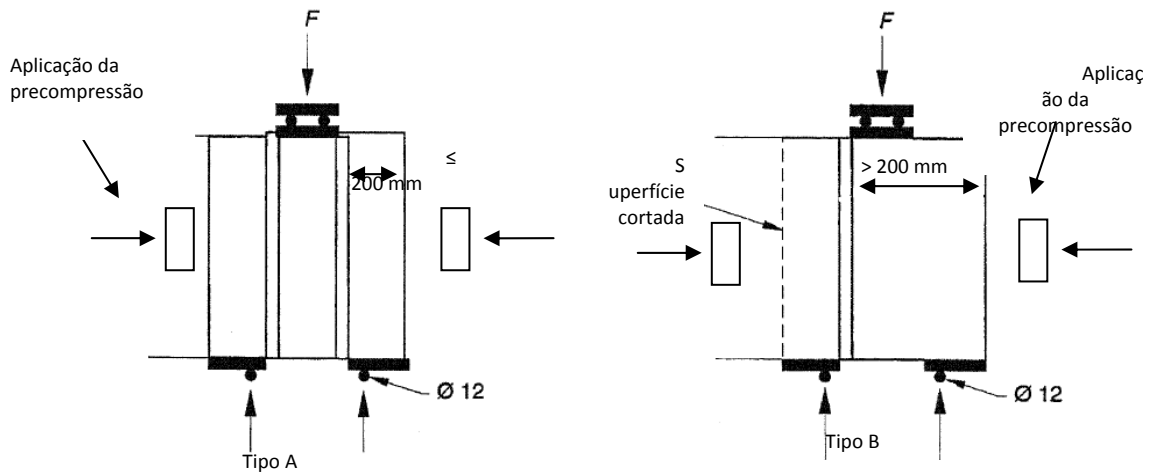


Figura 5 - Colocação dos provetes na máquina [44]

Os provetes são ensaiados ao corte segundo quatro pontos de aplicação da carga, devendo submeter-se ao ensaio pelo menos três provetes, com vários 3 níveis de tensões de precompressão perpendicular às juntas horizontais. A resistência inicial ao corte é determinada por intermédio de uma regressão linear aos resultados obtidos nos ensaios, considerando uma tensão de precompressão nula.

### 3.2.10. Resistência ao gelo/degelo

Quando o uso pretendido para o produto (unidades de alvenaria de betão) prevê somente uma protecção limitada (por exemplo, camada fina de reboco), e caso se apliquem os requisitos de gelo/degelo, a protecção deve ser avaliada e declarada em conformidade com as disposições em vigor no local de utilização das unidades.

No entanto, quando se prevê a aplicação de uma protecção completa contra a penetração da água (por exemplo, camada espessa de reboco adequado, revestimento, paramento interior de parede dupla, paredes interiores) não é necessária qualquer referência à resistência gelo/degelo (F0).

O grau de exposição traduz o risco da alvenaria se encontrar exposta a elevados teores de humidade, coincidindo com ciclos de gelo/degelo, devido a condições climáticas locais combinadas com a concepção da construção. Os factores que fazem parte da avaliação da exposição são as condições de temperatura e humidade, bem como a ocorrência de substâncias agressivas.

A influência dos revestimentos de superfície deve ser avaliada, particularmente a que se refere aos revestimentos de camada fina.

## 3.3 Caracterização e Identificação das Exigências Aplicáveis às Argamassas de Assentamento

### 3.3.1. Resistência à compressão

Nas argamassas de alvenaria de comportamento especificado, o fabricante deve declarar a resistência à compressão da argamassa,  $f_m$  (em N/mm<sup>2</sup>). Esta declaração pode ser realizada de acordo com o Tabela 5, no caso da argamassa de alvenaria, onde a resistência é designada

pela letra M seguida da classe da resistência à compressão correspondente à argamassa (em MPa).

**Tabela 5 - Classes da argamassa de alvenaria, segundo a EN 998-2 [21]**

Classe	M 1	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistência à compressão (MPa)	1	2,5	5	10	15	20	d
d é uma resistência à compressão superior a 25 MPa e declarada pelo fabricante.							

A resistência à compressão deve ser ensaiada conforme a EN 1015-11 [13], não devendo ser inferior ao valor declarado da resistência à compressão ou à classe de resistência à compressão declarada. Deve ainda ser declarado se o teor de cal e ar, calculado como hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), é igual ou superior a 50% da massa total de ligante.

No caso de as argamassas serem utilizadas em paredes de alvenaria estrutural, o DNA do EC6 [22] estabelece a utilização apenas duas classes de referência da resistência à compressão da argamassa, que são as classes M5 e M10. No caso das argamassas serem utilizadas em paredes de alvenaria estrutural com requisitos sísmicos, de acordo com o DNA do EC8 [23], a resistência mínima à compressão da argamassa,  $f_{m,\min}$ , deve apresentar um valor de 5 N/mm<sup>2</sup> para a alvenaria simples e confinada, e um valor de 10 N/mm<sup>2</sup> para alvenaria armada.

### 3.3.2. Composição das argamassas prescritas

Para as argamassas correntes prescritas, o DNA do EC6 [22] define que as classes de resistência poderão ser obtidas a partir das composições em volume (cimento: cal hidratada ou cal hidráulica: areia) indicadas na Tabela 6.

**Tabela 6 - Composição em volume da argamassa corrente prescrita para as classes de resistência preconizadas no DNA do EC6 [22]**

Classes de resistência da argamassa	Composição em volume da argamassa		
	Argamassa de cimento e cal hidratada	Argamassa de cimento e cal hidráulica	Argamassa de cimento
M5	1: ½ – 1: 4 ½ - 5	1: ½ – 1: 4 ½ - 5	1: 4
M10	1: 0 – 1/4: 3	1: 0 – 1/4: 3	1: 3

### 3.3.3. Resistência do conjunto

Nas argamassas de alvenaria de comportamento especificado, com utilização prevista em elementos sujeitos a exigências estruturais, a resistência do conjunto, resultante da combinação da argamassa com as unidades de alvenaria, deve ser declarada em termos de resistência característica inicial ao corte. Esta declaração pode ser efectuada com base em dois métodos:

- declaração com base em ensaios, em que a resistência característica inicial ao corte da argamassa combinada com uma determinada unidade de alvenaria, deve assentar em ensaios realizados sobre uma amostra de argamassa conforme a EN 1015-2 [14] e

testada de acordo com a EN 1052-3 [44]. A resistência característica inicial ao corte não deve ser inferior ao valor declarado;

- declaração com base nos valores tabelados, em que caso não se recorra ao método citado na alínea anterior, a resistência característica inicial ao corte da argamassa combinada com as unidades de alvenaria deverá atender ao Anexo C da EN 998-2 [21] e apresenta os seguintes valores:
  - 0,15 MPa para argamassas correntes e argamassas leves;
  - 0,30 MPa para argamassas-cola para juntas delgadas.

#### **3.3.4. Durabilidade**

As argamassas de alvenaria e de reboco devem ser analisadas de modo a avaliar se são ou não resistentes ao gelo/degelo, em função do local de aplicação da argamassa, com exceção da argamassa de reboco monocamada. Neste caso, a durabilidade ao gelo/degelo é estabelecida por ensaios de aderência e de permeabilidade à água após ciclos climáticos.

A argamassa deve possuir durabilidade suficiente de forma a resistir às condições de exposição locais, para o período previsto da construção, não devendo possuir constituintes que possam ter um efeito prejudicial nas propriedades ou na durabilidade da argamassa ou dos materiais na sua proximidade.

Com base na normalização europeia em vigor, mais concretamente o EC6: Part 2 [18], é possível definir as especificações mínimas para as argamassas em função da classe de exposição. Na Tabela 7 utilizam-se as abreviações apresentadas abaixo para as argamassas e cuja definição se encontra na EN 998-2 [21]:

- P – argamassa para utilização em alvenaria sujeita a uma exposição passiva, e que se aplica a alvenarias ou elementos de alvenaria que não estão expostos à humidade ou condições de gelo;
- M – argamassa para utilização em alvenaria sujeita a uma exposição moderada, e que se aplica a alvenarias ou elementos de alvenaria que estão expostos à humidade e a ciclos de gelo/degelo, excluindo construções sujeitas a exposições severas;
- S – argamassa para utilização em alvenaria sujeita a uma exposição severa, e que se aplica a alvenarias ou elementos de alvenaria sujeitos à saturação com água combinado com frequentes ciclos de gelo/degelo devido às condições climáticas e ausência de protecções.
- Adicionalmente, para seleccionar a argamassa com uma durabilidade adequada outras características devem ser tidas em consideração como a resistência à compressão, a resistência do conjunto e absorção de água, de modo a verificar se a argamassa escolhida é compatível com as unidades de alvenaria escolhidas e também se alvenaria satisfaz todos os requisitos exigidos.

Tabela 7 - Especificações mínimas para as argamassas em função das classes de exposição, conforme o EC6: Part 2 [18]

Classes de	Combinação de argamassa com qualquer tipo de blocos
MX1	P, M ou S
MX2.1	M ou S
MX2.2	M ou S
MX3.1	M ou S
MX3.2	S
MX4	Em cada caso estabelecer graus de exposição ao sal, à molhagem e ciclos de gelo/degelo. Consultar o fabricante.
MX5	Em cada caso o estabelecimento das especificações deve ser feito em função do ambiente e dos efeitos dos químicos envolvidos tendo em consideração as concentrações e quantidades. Consultar o fabricante.

### 3.4. Paredes da Envolvente e de Compartimentação

#### 3.4.1. Estabilidade

As paredes, particularmente as constituintes da envolvente, devem ser concebidas de forma a satisfazerem a segurança regulamentar relativamente a todas as acções actuates sobre a parede durante a vida da obra.

As acções a considerar serão evidentemente diferentes no caso de as paredes terem ou não função estrutural, devendo em qualquer dos casos assegurar-se a verificação da estabilidade para o conjunto de acções aplicáveis em cada caso. Embora a verificação da estabilidade das paredes possa ser efectuada por métodos de análise estrutural, ou através de verificação experimental, é importante garantir na fase de concepção da mesma a interacção com toda a estrutura e construção da qual a parede faz parte, obtendo-se normalmente a necessária rigidez e estabilidade, através de uma espessura adequada relativamente à altura e comprimento da parede.

De acordo com RGE – *Regulamento Geral das Edificações* [21], que consiste na proposta de alteração do RGEU – *Regulamento Geral das Edificações Urbanas* [13], as paredes das edificações devem ser projectadas e construídas de modo a obedecer às exigências de segurança estrutural, de segurança contra incêndio, de estanquidade à água, de isolamento térmico e de economia de energia, de isolamento sonoro, de conforto visual, de durabilidade, entre outras e, quando executadas em alvenaria devem ter uma espessura mínima de 0,25 m no caso de paredes exteriores.

No entanto, o emprego de alvenarias de preenchimento em edifícios correntes, tendo como base paredes com espessuras habituais, definidas acima pelo RGE [21], não põe problemas especiais de estabilidade. A estabilidade sob acção do vento ou acções de impacto para pés-direitos correntes pode ser verificada quer através de cálculos quer através da realização de ensaios.

A articulação da alvenaria com a estrutura do edifício e a necessidade de limitar o desenvolvimento da alvenaria entre juntas de dilatação deverão ser particularmente estudadas, de forma a evitar fissuração.



O EC6: Part 2 [18] apresenta algumas recomendações relativas ao espaçamento que deve ser adoptado entre as juntas de movimento.

Assim, o espaçamento horizontal das juntas de movimento verticais em paredes de alvenaria deve ter em atenção o tipo de parede, as unidades de alvenaria, argamassa e os detalhes construtivos.

A distância horizontal entre juntas de movimento vertical em paredes de alvenaria exteriores executadas com unidades de betão com agregados correntes não resistentes não deve exceder 1 m, com um máximo de 6 m, conforme o EC6: Part 2 [18].

A distância da primeira junta vertical a um dos lados verticais restringidos da parede não deve exceder metade do valor de 1 m.

O EC6: Part 1-1 [17] não especifica a espessura mínima das paredes resistentes, pelo que no DNA do EC6 [22] adoptou-se um valor mínimo para a espessura de 150 mm, por forma a compatibilizar com o EC8: Part 1 [19], como se constata no Tabela 8.

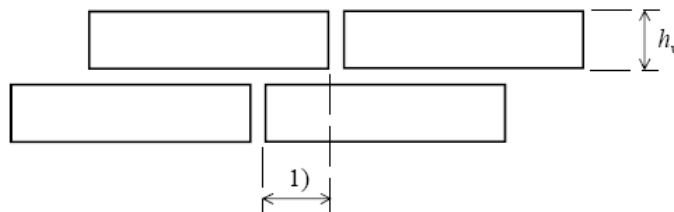
A norma [17] define que o coeficiente de esbelteza é o quociente entre a altura efectiva e a espessura efectiva da parede, não podendo apresentar um valor superior a 27 para paredes resistentes de alvenaria sujeitas essencialmente a cargas verticais.

Relativamente às características geométricas das paredes resistentes o EC8: Part 1 [19] define as espessuras mínimas e a esbelteza máxima em função do tipo de parede, conforme se especifica no Tabela 8.

**Tabela 8 - Requisitos geométricos em paredes resistentes, conforme o EC8 [19]**

Tipo de alvenaria	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$
Alvenaria simples	240	10
Alvenaria confinada	150	16
Alvenaria armada	150	16

O EC6: Part 1-1 [17], define que numa parede de alvenaria simples, as unidades devem ser sobrepostas alternadamente, de modo a que a parede se comporte como um único elemento estrutural. Assim, as unidades com uma altura menor ou igual a 250 mm devem sobrepor-se por um comprimento igual ao maior dos seguintes valores: 0,4 vezes a altura da unidade ou 40 mm. No caso de unidades com uma altura superior a 250 mm, a sobreposição deve ser o maior de dois valores: 0,2 vezes a altura da unidade ou 100 mm, conforme exposto na fig. 2.



**Figura 6 - Sobreposição das unidades de alvenaria [17]**

1) sobreposição das unidades de alvenaria;

$h_u$  – altura da unidade de alvenaria.

No caso de alvenaria armada a norma admite que estas regras possam não ser cumpridas desde que a experiência ou resultados de ensaios garantam que o comportamento da alvenaria é satisfatório.

A espessura das juntas, tanto horizontais como verticais, não deverá ser inferior a 6 mm nem superior a 15 mm, no caso da argamassa corrente e da argamassa leve, nem inferior a 0,5 mm nem superior a 3 mm, no caso de argamassa-cola.

As juntas verticais são consideradas preenchidas se a argamassa for colocada a toda a altura das unidades e numa largura não inferior a 40% da espessura das unidades. No caso da alvenaria armada submetida à flexão e ao corte, as juntas verticais deverão estar completamente preenchidas.

A armadura de junta horizontal deverá possuir um recobrimento lateral mínimo de 15 mm e a sua espessura deverá ser, pelo menos, 5 mm superior ao diâmetro da armadura, conforme a fig. 3. Segundo o EC8: Part 1 [19] as armaduras de reforço deverão ser colocadas com um espaçamento vertical não excedendo 600 mm.

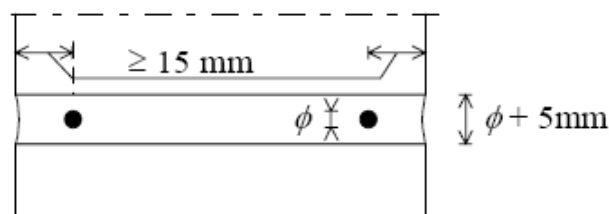


Figura 7 - Recobrimento das armaduras de junta [17]

Nas paredes em que a armadura é colocada nas juntas horizontais para aumentar a resistência a acções laterais, ou para controlo de fendilhação, a área da secção da armadura não deverá ser inferior a 0,03% da área da secção vertical da parede, isto é, 0,015% em cada face.

Nos elementos de alvenaria armada, em que a armadura é colocada para aumentar a resistência no plano do elemento, a área da armadura principal não deverá ser inferior a 0,05% da área da secção transversal do elemento, tomada como o produto da espessura efectiva pela altura efectiva do elemento.

Nos elementos de alvenaria armada com armadura de corte, a área da secção da armadura não deverá ser inferior a 0,05% da área da secção do elemento, tomada como o produto da espessura efectiva pela altura efectiva do elemento.

As paredes de alvenaria confinadas devem ser reforçadas com elementos verticais e horizontais de betão ou elementos de alvenaria confinantes de reforço, por forma a que se comportem como um único elemento estrutural quando estão sujeitas a acções.

Os elementos de confinamento devem encontrar-se ao nível de cada pavimento, em todas as intercepções entre paredes e de ambos os lados dos vãos, com uma área superior a 1,5 m<sup>2</sup>. Adicionalmente, estes elementos de confinamento devem ter um afastamento máximo, tanto na vertical como na horizontal, de 4 m.

Os elementos de confinamento devem ter uma área de secção transversal não inferior a 0,02 m<sup>2</sup>, com uma dimensão mínima de 150 mm em planta, e com reforços longitudinais com uma área mínima equivalente de 0,8% da área da secção transversal do elemento de confinamento, mas não inferior a 200 mm<sup>2</sup>.

As paredes de alvenaria, quando são projectadas para estarem restringidas, devem encontrar-se adequadamente ligadas aos pavimentos e tectos, por forma a transferir as cargas laterais de projecto aos elementos a que se encontram ligadas.

Segundo o EC8: Part 1 [19], que estipula algumas regras a ter em consideração no projecto de sismos, as unidades de alvenaria devem ser robustas, de modo a evitar roturas locais frágeis. Assim, em zonas consideradas como de elevada sismicidade ( $a_g.S \geq 0,10 \text{ k.g}$ ), não serão admitidas unidades do Grupo 3.

A resistência mínima das unidades de alvenaria na direcção normal e na direcção paralela à face de assentamento, respectivamente,  $f_{b,min}$  e  $f_{bh,min}$ , devem tomar um valor de  $4 \text{ N/mm}^2$  e  $1,6 \text{ N/mm}^2$ , respectivamente, no caso de unidades com espessura inferior a  $250 \text{ mm}$ , e de  $3 \text{ N/mm}^2$  e  $1,6 \text{ N/mm}^2$ , respectivamente, no caso de unidades com espessura não inferior a  $250 \text{ mm}$  e aplicadas em zonas consideradas como de baixa sismicidade.

A resistência mínima da argamassa,  $f_{m,min}$ , deve apresentar um valor de  $5 \text{ N/mm}^2$  para a alvenaria simples e confinada, e um valor de  $10 \text{ N/mm}^2$  para alvenaria armada.

No que se refere ao preenchimento das juntas verticais apenas se devem adoptar duas soluções: juntas preenchidas e juntas de encaixe. Uma junta é considerada de encaixe quando esse encaixe garante uma resistência ao corte pelo menos igual à de uma junta preenchida.

O DNA do EC8 [23] define o grupo de unidades de alvenaria que podem ser utilizadas em função do tipo de construção. Assim, este documento considera que as estruturas de alvenaria simples são permitidas apenas em “zonas consideradas de baixa sismicidade” ( $a_g.S \leq 0,10 \text{ k.g}$ ) e se realizadas com unidades do Grupo 1, conforme o Tabela 9.

Tabela 9 - Tipos de construção, conforme o DNA do EC8 [23]

Tipo de alvenaria	Grupo de unidades
Alvenaria simples	Grupo 1
Alvenaria confinada	Grupo 1, 2 e 4
Alvenaria armada	Grupo 1, 2 e 4

### 3.4.2. Resistência à compressão

A resistência à compressão característica é a propriedade mais importante da alvenaria. Assim, a resistência deve ser determinada a partir de relações empíricas preconizadas no EC6: Part 1-1 [17]. No caso de ser usada argamassa corrente, por exemplo, a resistência à compressão característica da argamassa será obtida através da seguinte expressão:

$$f_k = k * f_b^{0,7} * f_m^{0,3} \quad (3.2)$$

em que:

$k$  – constante função do tipo de unidades, do tipo de argamassa e do Grupo de unidades;

$f_b$  – valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria;

$f_m$  – valor da resistência à compressão da argamassa.

A aplicação da expressão (2) aos produtos mais utilizados em Portugal, com as classes de resistência preconizadas no DNA do EC6 [22] conduz a valores da resistência característica à compressão da alvenaria,  $f_k$  (em N/mm<sup>2</sup>), indicados no Tabela 10.

**Tabela 10 - Valores da resistência característica à compressão da alvenaria de betão, conforme DNA do EC6 [22]**

Grupos das unidades para alvenaria	Tipos de argamassa	Resistência da argamassa	Resistência das unidades para alvenaria						
			U3 a)	U4	U5	U7	U10	U15	U2 0
Grupo 2	Argamassa corrente	M5	1,6	1,9	2,3	2,8	-	-	-
		M10	1,7*	2,2*	2,8	3,5	-	-	-
Grupo 3 <sup>b)</sup>		M5	-	-	-	-	-	-	-
		M10	-	-	-	-	-	-	-

a) Classe permitida apenas em unidades com espessura superior a 250 mm (ver o DNA do EC8 [23]).

b) Grupo de unidades não permitido (ver o DNA do EC8 [23]).

(\*) A resistência da argamassa é tomada com valor de 6 N/mm<sup>2</sup>;

(\*\*) A resistência da argamassa é tomada com valor de 8 N/mm<sup>2</sup>.

A resistência à compressão da alvenaria deve ser determinada com base na norma de ensaio NP EN 1052-1 [42] devendo usar-se pelo menos três provetes com as dimensões indicadas no Tabela 11 e conforme a fig. 4.

Se a altura do provete de alvenaria obtido for superior a 1000 mm, é permitido reduzir as suas dimensões (excepto para os provetes executados com blocos de furação perpendicular à direcção de aplicação da carga) cortando os blocos utilizados nas fiadas inferior e superior, desde que seja assegurado que:

- $l_s \geq 400$  mm e  $l_s \geq l_u$ ;
- os provetes de alvenaria incluem, pelo menos, uma junta vertical a meio da fiada central;
- a altura das unidades de alvenaria das fiadas inferior e superior, depois de cortados, não é menor que a espessura do provete de alvenaria ( $t_s$ );
- as superfícies das unidades de alvenaria em contacto com a argamassa são originais e não são cortadas.

Tabela 11 - Dimensões dos provetes para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, conforme a NP EN 1052-1 [42]

Dimensões da face das unidades		Dimensão do provete de alvenaria		
$l_u$ (mm)	$h_u$ (mm)	Comprimento $l_s$	Altura $h_s$	Espessura $t_s$
$\leq 300$	$\leq 150$	$\geq (2 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	$\geq 3 t_s$ e $\leq 15 t_s$ e $\geq 3 l_s$ $\geq t_u$
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	
$> 300$	$\leq 150$	$\geq (1,5 \times l_u)$	$\geq 5 h_u$	
	$> 150$		$\geq 3 h_u$	

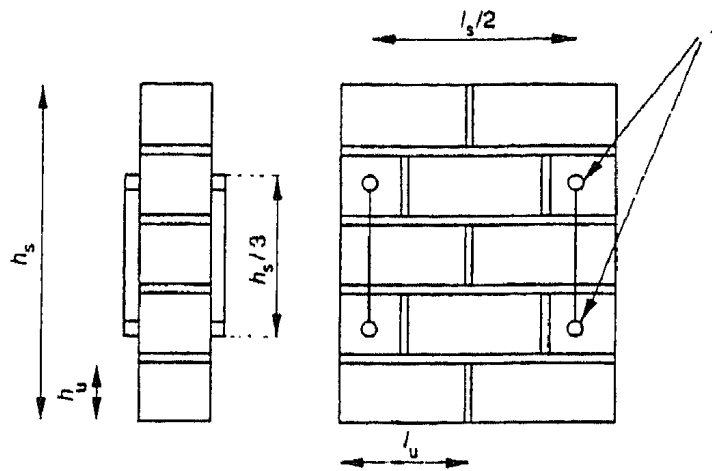


Figura 8 – Provede de alvenaria [42]

1) medição da deformação.

Depois de preparados o provete, este deve ser colocado ao centro na máquina de ensaio, assegurando que o topo e a base do provete estão em pleno contacto com a máquina, sendo possível utilizar-se uma fina camada de regularização se necessário.

A carga deve ser aplicada uniformemente no topo e na base do provete, sendo aumentada progressivamente de modo a que a rotura seja atingida em 15 minutos e 30 minutos após o início da aplicação da carga.

Se se pretender determinar o módulo de elasticidade, os provetes de alvenaria devem conter dispositivos de medida, de acordo com a Figura 8, para ser possível medir a deformação em altura. A força de compressão deve ser aplicada em, pelo menos, três etapas iguais até que metade da força máxima provável seja atingida. Depois da última etapa, deve proceder-se ao aumento da carga de compressão a velocidade constante, até à rotura. A resistência à compressão de cada provete de alvenaria com arredondamento a  $0,1 \text{ N/mm}^2$ , é dada pela seguinte expressão:

$$f_i = \frac{F_{i,\max}}{A_i} \quad (3.3)$$

em que:

$F_{i,max}$  – carga máxima atingida num provete de alvenaria (N);

$A_i$  – secção transversal carregada de um provete de alvenaria (mm<sup>2</sup>).

O módulo de elasticidade,  $E_i$ , de cada provete é determinado a partir da média das extensões obtidas para as quatro posições de medição, correspondentes a uma tensão igual a um terço da tensão máxima atingida:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 * \varepsilon_i * A_i} \quad (3.4)$$

em que:

$F_{i,max}$  – carga máxima atingida num provete de alvenaria (N);

$\varepsilon_i$  – extensão média de um provete de alvenaria a um terço da carga máxima atingida;

$A_i$  – secção transversal carregada de um provete de alvenaria (mm<sup>2</sup>).

A resistência característica à compressão da alvenaria é calculada com base na resistência média à compressão,  $f$ , dos provetes. Assim, a resistência característica deve tomar o maior dos seguintes valores, com arredondamento a 0,1 N/mm<sup>2</sup>:

- $f_k = f/1,2$  ou  $f_k = f_{i,min}$ ;
- quando existirem cinco ou mais provetes, deve calcular-se o valor correspondente ao quantilho de 5%, baseado num nível de confiança de 95%.

O módulo de elasticidade deve ser calculado com um arredondamento a 100 N/mm<sup>2</sup>.

### 3.4.3. Resistência ao corte

A resistência característica ao corte da alvenaria deve ser determinada a partir de ensaios de acordo com a norma EN 1052-3 [44]. Na fase de elaboração de projectos de alvenaria estrutural e na ausência de resultados experimentais, a resistência característica ao corte de alvenaria, executada de acordo com as especificações do EC6: Part 1-1 [17], pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \quad (3.5)$$

em que:

$f_{vk0}$  – resistência característica inicial ao corte da alvenaria;

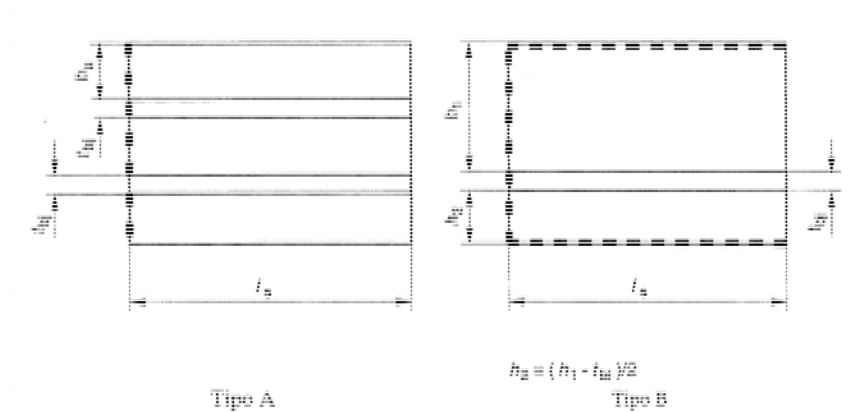
$\sigma_d$  – valor de cálculo das tensões normais aplicadas.

No EC6: Part 1-1 [17] os valores de  $f_{vk0}$  encontram-se definidos no Tabela 12, em função do tipo de unidade de alvenaria, do tipo e da respectiva classe de resistência de argamassa. No DNA do EC6: [22] define-se que o valor de  $f_{vk}$  deve ser limitado a um valor de  $0,065f_b$ .

**Tabela 12 - Valores da resistência característica inicial ao corte da alvenaria de betão, conforme EC6: Part 1-1 [17]**

$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
Argamassa corrente em função das classes de		Argamassa-cola	Argamassa leve
M10 – M20	0,20	0,30	0,15

A determinação experimental da resistência ao corte da alvenaria deve ser realizada com base na norma NP EN 1052-3 [44]. Esta norma refere que devem ser preparados no mínimo nove provetes, em que as dimensões devem estar em conformidade com o Tabela 13 e a fig. 5 tipo A se  $h_u \leq 200$  mm e de acordo com a fig. 5 tipo B se  $h_u > 200$  mm.



**Figura 9 - Dimensões do provete ao corte [44]**

**Tabela 13 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, conforme NP EN 1052-3 [44]**

Dimensão das unidades de alvenaria		Tipo e dimensão do provete	
$l_u$ (mm)	$h_u$ (mm)	Tipo de acordo com a fig.	Dimensões (mm)
$\leq 300$	$\leq 200$	A	$l_s = l_u$
$> 300$	$\leq 200$	A	$l_s = 300$
$\leq 300$	$> 200$	B	$h_{II} = 200$ $l_s = l_u$
$> 300$	$> 200$	B	$h_{II} = 200$ $l_s = 300$

A colocação dos provetes na máquina de ensaio deve permitir apoiar as extremidades das unidades de alvenaria de acordo com a fig. 1, devendo utilizar-se placas de aço com espessura de 12 mm e se necessário utilizar capeamento apropriado, para assegurar um contacto conveniente.

Como foi referido anteriormente os provetes são ensaiados ao corte segundo quatro pontos de aplicação com vários níveis de precompressão. A carga deve ser aplicada com uma velocidade compreendida entre 0,1 N/mm<sup>2</sup> e 0,4 N/mm<sup>2</sup> por minuto.

Com base nos resultados é possível determinar a resistência ao corte,  $f_{voi}$ , e a tensão de precompressão,  $f_{pi}$ , para cada provete, com arredondamento de 0,01 N/mm<sup>2</sup>, utilizando as seguintes expressões:

$$f_{voi} = \frac{F_{i,max}}{2 A_i} \quad (3.6)$$

em que:

$F_{i,max}$  – carga máxima de corte (N);

$A_i$  – área da secção transversal do provete paralela às juntas de assentamento horizontais (mm<sup>2</sup>).

$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i} \quad (3.7)$$

em que:

$F_{pi}$  – carga de precompressão (N);

$A_i$  – área da secção transversal do provete paralela às juntas de assentamento horizontais (mm<sup>2</sup>).

#### **3.4.4. Resistência à flexão**

Quanto à resistência à flexão característica, tanto numa direcção como noutra, deve ser determinada através de ensaios. Para algumas situações o EC6: Part 1-1 [17] apresenta, em dois Tabelas, valores referentes a  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$ , respectivamente, a resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais e resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais, conforme indicado no Tabela 14.



**Tabela 14 - Valores da resistência à flexão segundo um plano de rotura em paredes de alvenaria de betão, conforme EC6: Part 1-1 [17]**

Plano de rotura		Argamassa corrente		Argamassa-cola	Argamassa leve
		$f_m < 5 \text{ N/mm}^2$	$f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$		
Paralelo às juntas horizontais	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,05	0,10	0,20	Não estão disponíveis resultados
Perpendicular às juntas horizontais	$f_{xk2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,20	0,40	0,30	Não estão disponíveis resultados

A determinação experimental da resistência à flexão da alvenaria deve ser efectuada com base na norma NP EN 1052-2 [43]. As dimensões dos provetes de alvenaria devem ser escolhidas para que a distância entre os apoios interiores e exteriores não seja inferior à espessura do provete de alvenaria. A espessura do provete deve ser  $t_u$  salvo especificação em contrário.

Para cada um dos eixos principais de aplicação da carga deve-se utilizar pelo menos cinco provetes de acordo com a fig. 6 e com as dimensões indicadas no Tabela 15.

**Tabela 15 - Dimensões dos provetes para o ensaio da resistência à flexão da alvenaria, conforme NP EN 1052-2 [43]**

Direcção	$h_u$ (mm)	$b$ (mm)	Condições adicionais
Resistência à flexão segundo um plano de rotura paralelo às juntas horizontais	Qualquer	$\geq 400 \text{ e } \geq 1,5 l_u$	No mínimo duas juntas horizontais na dimensão $l_2$
Resistência à flexão segundo um plano de rotura perpendicular às juntas horizontais	$\leq 250$	$\geq 240 \text{ e } \geq 3 h_u$	No mínimo uma junta vertical em cada fiada na dimensão $l_2$
	$> 250$	$\geq 1000$	No mínimo uma junta horizontal e uma junta vertical em cada fiada na dimensão $l_2$

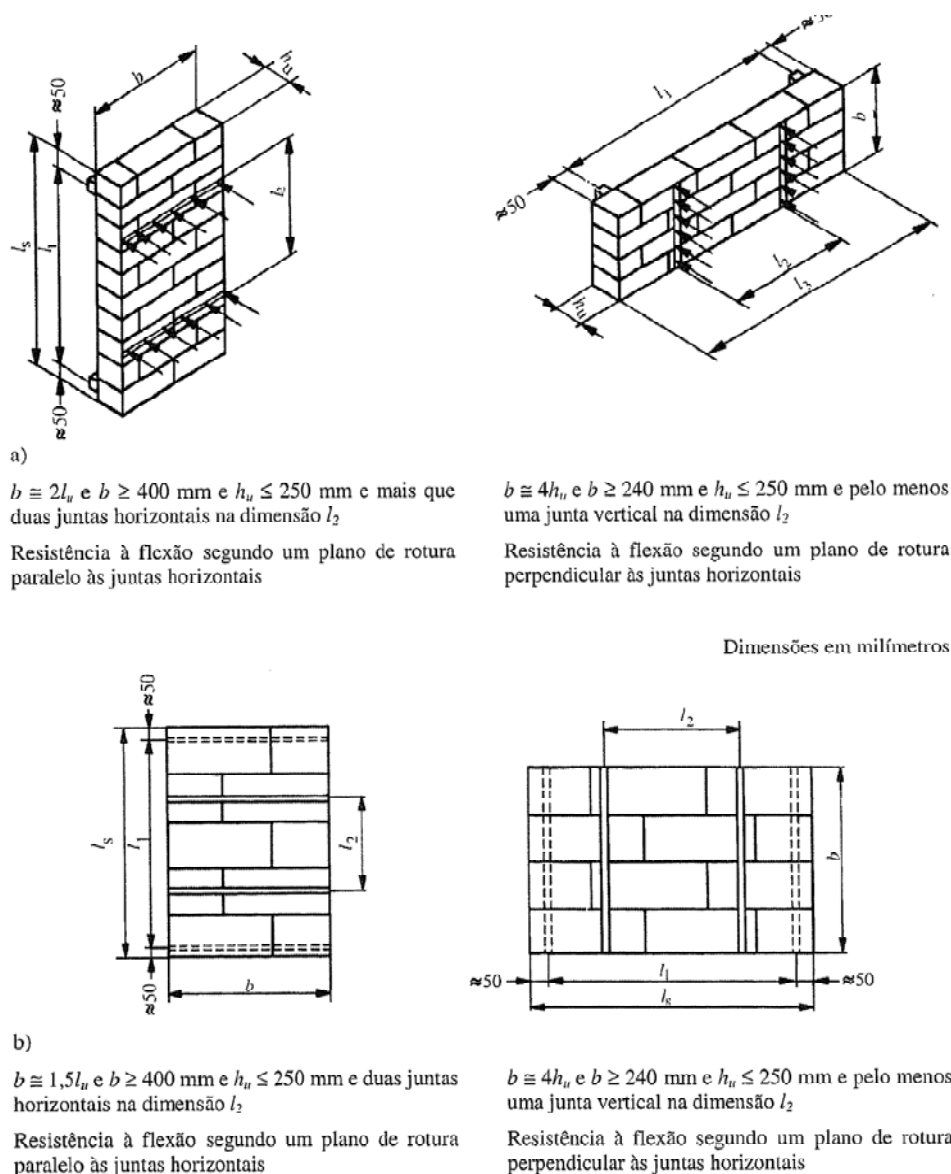


Figura 10 - Exemplos típicos de provetes de alvenaria cumprindo os requisitos do Tabela 15 [43]

Depois de construídos os provetes, estes devem ser colocados na máquina de ensaio e aplicada uma carga vertical aplicada em quatro pontos. A distância compreendida entre os apoios exteriores e a extremidade do provete deve ser maior ou igual a 50 mm. Sempre que possível, deve dispor-se os apoios interiores a uma distância igual à de duas juntas de argamassa consecutivas paralelas a estes apoios.

Quando se coloca o provete na máquina deve-se assegurar que a base de cada provete de alvenaria está livre de atrito, colocando-a, por exemplo, sobre duas placas de politetrafluoretileno (teflon) lubrificadas entre elas, ou sobre rolamentos de esferas, de agulhas ou de rolos.

A carga deve ser aplicada a uma velocidade compreendida entre 0,03 N/mm<sup>2</sup>/min e 0,3 N/mm<sup>2</sup>/min.

Com base nos resultados obtidos, a resistência à flexão de cada provete, com arredondamento a 0,1 N/mm<sup>2</sup>, é calculada da seguinte forma:

$$f_{xi} = \frac{3F_{i,\max}(l_1 - l_2)}{2b t_u^2} \quad (3.8)$$

em que:

$F_{i,\max}$  – carga máxima atingida num provete de alvenaria (N);

$l_1$  e  $l_2$  – espaçamento entre os apoios exteriores e interiores, respectivamente (mm);

$b$  – altura ou largura do provete de alvenaria perpendicular à direcção do vão (mm);

$t_u$  – largura da unidade de alvenaria (mm).

### 3.4.5. Segurança contra incêndio

As alvenarias devem ser concebidas para terem um comportamento face ao fogo apropriado à sua utilização.

Com base no RSCI – *Regulamento de Segurança Contra Incêndio – Edifícios de Habitação* [59], o comportamento ao fogo dos materiais de construção e elementos construtivos caracteriza-se através dos seguintes indicadores:

- reacção ao fogo: contributo do material para a origem e desenvolvimento do incêndio, sendo a qualificação dos materiais feita através de 5 classes (M0 a M4, correspondendo os limites a materiais não combustíveis e a materiais facilmente inflamáveis, respectivamente);
- resistência ao fogo: comportamento face ao fogo de elementos construtivos, relativamente à manutenção das funções que tais elementos devem desempenhar em caso de incêndio, avaliando-se pelo tempo que decorre desde o início de um processo térmico normalizado a que o elemento é submetido até ao momento em que este deixa de satisfazer as exigências relacionadas com as suas funções. De acordo com as exigências os elementos classificam-se como estáveis ao fogo (estabilidade), pára-chamas (estanquidade) e corta-fogo (estabilidade e isolamento térmico), em que a classificação sob estes pontos de vista é efectuada em escalões de tempo de 15 a 360 minutos.

No entanto, e tendo em conta o novo RGSCIE – *Regulamento Geral de Segurança Contra Incêndio em Edifícios*, aprovado pelo Decreto-Lei nº 83/2007 [62], esta caracterização não será efectuada com base nas mesmas especificações, sendo possível fazer-se uma equivalência entre as especificações do LNEC, na qual o regulamento actualmente em vigor se baseia, e as do Sistema Europeu, como se apresenta na Tabela 16 e na Tabela 17.

É importante referir que a classificação complementar definida na Tabela 16 determinada através de ensaios especificados nas normas EN 13823 [16] e EN ISO 11925-2 [51]. Assim, a determinação da produção de fumo baseia-se na EN 13823 [16] através da determinação do índice SMOGRA (taxa de desenvolvimento de fumo) e da produção total de fumo num período definido de 600 seg. ( $TSP_{600s}$ ), distinguindo-se as exigências da seguinte forma:

- S1:  $SMOGRA \leq 30 \text{ m}^2.\text{s}^{-2}$  e  $TSP_{600s} \leq 50 \text{ m}^2$ ;
- S2:  $SMOGRA \leq 180 \text{ m}^2.\text{s}^{-2}$  e  $TSP_{600s} \leq 200 \text{ m}^2$ ;
- S3: nem S1 nem S2.

No caso da queda de gotas/partículas inflamadas, a sua determinação baseia-se na norma EN ISO 11925-2 [51], que consiste na avaliação da facilidade de ignição de um produto qualquer sujeito à incidência directa de uma pequena chama, sendo no âmbito deste ensaio aplicável a uma folha de papel. As exigências são definidas da seguinte forma:

- d0: não se verifica a libertação de gotas/partículas inflamadas em 600 seg.;
- d1: não se verifica a libertação de gotas/partículas inflamadas com duração superior a 10 seg. em 600 seg.;
- d2: nem d0 nem d1. A ignição do papel no ensaio determina a classificação d2;
- Ausência de classificação: ausência de ignição do papel no ensaio.

**Tabela 16 - Reacção ao fogo de produtos de construção com excepção de revestimentos de piso [62]**

Classificação de acordo com as especificações do LNEC	Classificação segundo o Sistema Europeu		
	Classes	Classificação complementar	
		Produção de fumo	Queda de gotas / partículas inflamadas
M0	A1	-	-
	A2	S1	d0
M1	A2	Não exigível	d0
	B	Não exigível	d0
M2	A2; B	Não exigível	d1
	C	Não exigível	d0; d1
M3	D	Não exigível	d0; d1
M4	A2; B; C; D	Não exigível	d2
	E	-	Ausência de classificação ou d2
Sem classificação	F	-	-

**Tabela 17 - Resistência ao fogo padrão de produtos de construção [62]**

Função do elemento	Classificação de acordo com as especificações	Classificação segundo o Sistema Europeu
Suporte de cargas	EF (estável ao	R
Suporte de cargas e estanquidade a chamas e gases quentes	PC (para-chamas)	RE
Suporte de cargas, estanquidade a chamas e gases quentes e isolamento térmico	CF (corta-fogo)	REI
Estanquidade a chamas e gases quentes	PC (para-chamas)	E
Estanquidade a chamas e gases quentes e	CF (corta-fogo)	EI

Com base nesta informação foi possível identificar as novas exigências para paredes exteriores constantes da proposta do novo regulamento para qualquer tipo de edifício, como se descreve seguidamente.

As paredes exteriores dos edifícios em confronto com outros devem garantir, no mínimo, a classe de resistência ao fogo padrão EI 60 ou REI 60, sempre que a distância entre os edifícios for inferior à indicada no Tabela 18, quando nenhum dos edifícios possuir espaços afectos à utilização-tipo XII sem comunicações interiores comuns com outra utilização-tipo. Na utilização-tipo XII encontram-se integrados edifícios industriais, oficinas e armazéns que correspondem a edifícios, partes de edifícios ou recintos ao ar livre, não recebendo habitualmente público, destinados ao exercício de actividades industriais ou ao armazenamento de materiais, substâncias, produtos ou equipamentos, oficinas de reparação e todos os serviços auxiliares ou complementares destas actividades.

**Tabela 18 - Condições de protecção de vãos de fachada em confronto [62]**

Altura do edifício (H)	Distância mínima entre fachadas (L)
$H \leq 9$ m	$L < 4$ m
$H > 9$ m	$L < 8$ m

Nos edifícios com mais de um piso em elevação, a classe de reacção ao fogo dos revestimentos exteriores aplicados directamente sobre fachadas, deve ser, pelo menos, a indicada no Tabela 19, de acordo com a altura do edifício.

**Tabela 19 - Reacção ao fogo de revestimentos exteriores sobre fachadas [62]**

Altura (H)	Fachadas sem aberturas - Revestimentos
$H \leq 28$ m	D – s3 d1
$H > 28$ m	C – s3 d1

Nos edifícios com mais de um piso em elevação, a classe de reacção ao fogo dos elementos de revestimento descontínuos, fixados mecanicamente ao suporte e afastados da fachada deixando uma caixa-de-ar deve respeitar os valores indicados no Tabela 20.

**Tabela 20 - Reacção ao fogo de elementos de revestimento exterior criando caixa-de-ar [62]**

Elemento	Edifícios com $H \leq 9$	Edifícios com $9 < H$	Edifícios com $H >$
Estrutura de suporte do sistema de isolamento	C – s2 d0	B – s2 d0	A2 – s2 d0
Revestimento da superfície externa e das que confinam o espaço de ar ventilado	C – s2 d0	B – s2 d0	A2 – s2 d0
Isolamento térmico	D – s3 d0	B – s2 d0	A2 – s2 d0

A classe de reacção ao fogo dos sistemas compósitos para isolamento exterior com revestimento sobre isolante (ETICS) e do material de isolamento térmico que integra esses sistemas, em edifícios com mais de um piso em elevação, deve ser pelo menos, a indicada no Tabela 21.

**Tabela 21 - Reacção ao fogo dos sistemas compósitos para isolamento térmico pelo exterior, com revestimento sobre isolante e do material de isolamento térmico [62]**

Elemento	Edifícios com $H \leq 9$	Edifícios com $9 < H \leq$	Edifícios com $H >$
Sistema completo	C – s3 d0	B – s3 d0	B – s2 d0
Isolamento térmico	E – d2	E – d2	B – s2 d0

No caso de paredes exteriores de empena deve garantir-se uma resistência ao fogo padrão da classe EI 60 para edifícios de altura inferior ou igual a 28 m, ou da classe EI 90 nas restantes situações, excepto se for exigível uma classe mais gravosa devido às utilizações-tipo do edifício.

No que se refere à resistência ao fogo de elementos estruturais, consoante o seu tipo, devem possuir uma resistência que garanta as suas funções de suporte de cargas, de isolamento térmico e de estanquidade durante todas as fases de combate ao incêndio, incluindo o rescaldo, ou em alternativa devem possuir a resistência ao fogo padrão mínima indicada no Tabela 22.

**Tabela 22 - Resistência ao fogo padrão mínima de elementos estruturais de edifícios [62]**

Função elemento estrutural	Categorias de risco (*)				Utilizações-tipo (**)
	1 <sup>a</sup>	2 <sup>a</sup>	3 <sup>a</sup>	4 <sup>a</sup>	
Apenas suporte	R 30	R 60	R 90	R 120	I, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X
Suporte e compartimentação	REI 30	REI 60	REI 90	REI 120	
Apenas suporte	R 60	R 90	R 120	R 180	II, XI, XII
Suporte e compartimentação	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	

(\*) O RGSCIE classifica cada utilização-tipo em 4 categorias de risco, a que corresponderão exigências de segurança crescente. Essa classificação será diferente para cada utilização-tipo, e terá em consideração factores como a altura, a área, o efectivo e a carga de incêndios.

(\*\*) Atendendo ao uso de cada edifício são definidas doze utilizações-tipo, como por exemplo, habitacionais, estacionamento, administrativos, etc.

### 3.4.6. Conforto acústico

O isolamento aos ruídos aéreos exteriores, entendido como o abaixamento do nível dos ruídos aéreos exteriores que atravessam a parede, é avaliado através do isolamento sonoro médio das paredes exteriores, incluindo zonas transparentes, caracterizado pelo factor  $D_{2m,n,w}$  (em dB).

O sistema deve satisfazer os requisitos de isolamento sonoro aplicado a paredes em contacto com o exterior de acordo com o RRAE – *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios* [24], em que para zonas mistas  $D_{2m,n,w} \geq 33$  dB e para zonas sensíveis  $D_{2m,n,w} \geq 28$  dB.

É de salientar que estes requisitos são facilmente obtidos para a zona opaca da parede exterior bem como nas paredes de compartimentação interior sem vãos, face às espessuras correntes ou recomendadas. No entanto, quando colocada em conjunto com zonas envidraçadas tal é mais difícil de atingir, devido ao comportamento menos eficiente do vidro.

### 3.4.7. Conforto termohigrométrico

As paredes da envolvente devem apresentar uma resistência satisfatória à passagem de calor, visando assegurar os níveis de conforto térmico considerados razoáveis e limitar os consumos de energia em aquecimento e arrefecimento.

O RCCTE – *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios* [63] estabelece os valores máximos admissíveis para o coeficiente de transmissão térmica<sup>1</sup> da parede,  $U$ , em função das zonas climáticas em que o país se divide por forma a minimizar o risco de ocorrência de condensações superficiais nos elementos da envolvente, conforme o Tabela 23e de acordo com a Directiva 2002/91/CE. A divisão do país em função das zonas climáticas pode ser visualizada na fig. 6.

No Tabela 23 são ainda apresentados os valores de referência dos coeficientes de transmissão térmica, que isentam a demonstração detalhada do cumprimento do RCCTE [63] em edifícios de habitação com uma área útil inferior a 50 m<sup>2</sup>.

Tabela 23 - Valores máximos do coeficiente de transmissão térmica de paredes segundo o RCCTE [63]

Zonas opacas verticais	$U$ (W/(m <sup>2</sup> .°C))	Zona Climática			
		I <sub>1</sub>	I <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>	RA
Envolvente exterior	Valor máximo de referência	0,70	0,60	0,50	1,40
	Valor máximo admissível	1,80	1,60	1,45	-
Envolvente interior (para outras zonas anexas não-úteis, locais não aquecidos)	Valor máximo de referência	1,40	1,20	1,00	2,00
	Valor máximo admissível	2,00	2,00	1,90	-

(\*) Regiões Autónomas da Madeira e Açores, apenas para edifícios na zona I<sub>1</sub>

No que diz respeito ao tratamento das pontes térmicas, o novo RCCTE [63] introduz exigências e metodologias de quantificação com eventuais implicações nas actuais práticas construtivas de paredes. As pontes térmicas planas são denominadas como heterogeneidades construtivas e térmicas nas quais se admite que o fluxo térmico é unidimensional e perpendicular à superfície, encontrando-se nesta situação os talões das vigas, pilares, caixas de estores e outras superfícies heterogêneas inseridas na superfície corrente das paredes. As perdas térmicas nestas zonas são calculadas a partir de um coeficiente de transmissão térmica,  $U$ , de modo idêntico ao adoptado em zona corrente. Com o objectivo de minimizar a ocorrência de condensações superficiais, para estas pontes térmicas planas o RCCTE [63]

<sup>1</sup> O coeficiente de transmissão térmica é definido como sendo a quantidade de calor que, por unidade de tempo, atravessa uma superfície de área unitária por unidade de diferença de temperatura, entre os ambientes que separa.

impõe duas exigências específicas aplicáveis ao valor admissível do respectivo coeficiente de transmissão térmica:

- não pode ser superior aos valores máximos definidos para a zona corrente da parede, Tabela 23
- não pode ser superior ao dobro do valor de  $U$  da zona corrente da parede na qual a ponte térmica plana se insere.

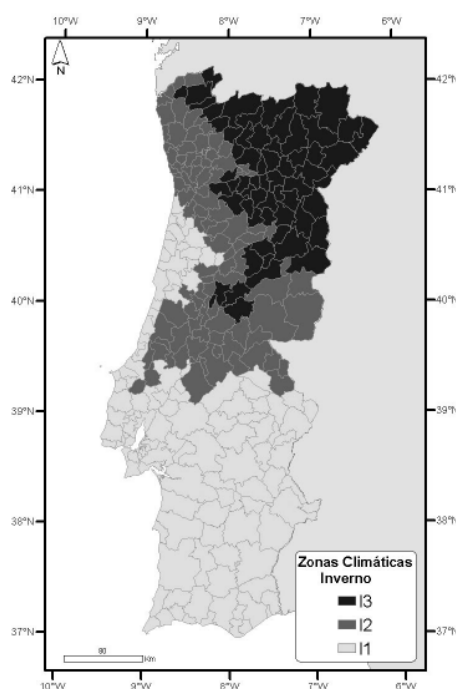


Figura 11 - Divisão de Portugal em função das zonas climáticas de Inverno [63]

É importante garantir que os paramentos interiores das paredes se apresentem isentos de humidade de condensação, por requisitos de conforto e durabilidade. Assim, a secção desses paramentos interiores e o risco de condensação superficial são controlados da seguinte forma:

- garantir que em condições normais de utilização, as temperaturas do paramento interior sejam superiores à temperatura de ponto de orvalho do ambiente interior;
- limitando o coeficiente de transmissão térmica da parede a um máximo função da localização da construção, de acordo com referido no RCCTE [63], Tabela 23.

#### **3.4.8. Estanquidade à água da chuva**

A envolvente das construções, incluindo naturalmente a parte opaca, deve assegurar a minimização dos efeitos associados à incidência da água da chuva. A minimização desses efeitos traduz-se na ausência de infiltrações para o interior devido à chuva incidente, acompanhada de vento e na ausência de infiltrações no seio da parede que provoquem o seu humedecimento prolongado originando a deterioração da mesma.

Estes objectivos são possíveis de atingir adequando as soluções construtivas, incluindo tosco e revestimento, às condições locais de chuva incidente associada a vento.



O mecanismo de penetração da água está associado à quantidade, tipo e dimensão dos poros constituintes da parede, à sua capacidade de absorverem a água superficial que por gravidade escorre pela parede e, sobretudo, à ocorrência de fissuras, em que a simples acção da gravidade ou a acção conjugada da chuva e vento asseguram um caminho para a penetração da água para o seu interior. A existência de discontinuidades nas paredes, materializadas por câmaras de ar ou a interrupção da argamassa de assentamento nas juntas, são importantes em termos de estanquidade à água da chuva, uma vez que funcionam como cortes de capilaridade dificultando o percurso da água para o interior (caso das paredes duplas).

Na análise do comportamento à água da chuva das paredes à que considerar os seguintes factores:

- clima e exposição do local;
- constituição dos revestimentos;
- constituição do tosco da parede (como as características dos elementos, espessuras do pano, tipo de juntas e argamassas de assentamento);
- configuração arquitectónica do edifício;
- qualidade de execução.

Em diversos países existem zonamentos e classificações sob o ponto de vista da chuva incidente devido à acção do vento (índice de chuva incidente e índice de chuva incidente persistente<sup>2</sup>), conforme se mostra na Tabela 24 relativamente ao critério adoptado na BS 5628: Part 3 [7] para a Grã-Bretanha. A partir desta classificação é possível, em função da localização geográfica e do grau de exposição, seleccionar as soluções construtivas mais adequadas para as paredes.

**Tabela 24 - Classificação dos locais em termos de índice de chuva incidente persistente, segundo a BS 5628: Part 3 [7]**

Exposição do local		Índice de chuva incidente persistente
1	Abrigado	Menos do que 33
2	Moderado	Entre 33 e 56,5
3	Severo	Entre 56,5 e 100
4	Muito severo	Mais do que 100

Os revestimentos apresentam uma contribuição fundamental na satisfação dos requisitos de estanquidade à água da chuva, podendo utilizar-se revestimentos de estanquidade ou revestimentos de impermeabilização. Os revestimentos de estanquidade conseguem, em geral, por si só garantir a estanquidade à água exigível para o conjunto tosco/revestimento. Estes revestimentos mantêm as suas características de estanquidade mesmo no caso da ocorrência de fissuração limitada do suporte.

<sup>2</sup> Índice de chuva incidente – produto dos valores médios anuais de precipitação (m), pela velocidade do vento (m/s) para cada direcção considerada.

Índice de chuva incidente persistente – para cada direcção considerada, produto dos valores médios anuais de precipitação (m) pela velocidade do vento (m/s) e por um factor adimensional, função da velocidade e direcção do vento.

Os revestimentos de impermeabilização conferem uma protecção menor, sendo a estanquidade assegurada pelo conjunto tosco/revestimento. Embora este tipo de revestimento limite a quantidade de água que atinge o suporte, é o conjunto tosco/revestimento que assegura a estanquidade exigida. A conservação deste revestimento depende do comportamento do suporte, não conseguindo manter a capacidade de impermeabilização quando ocorre uma degradação excessiva daquele, como fissuração, por exemplo.

Os revestimentos influenciam de forma importante o desempenho das paredes exteriores em relação à estanquidade à água da chuva, sobretudo no caso de paredes simples, de tal forma que a regulamentação francesa, DTU 20.1 [27] interdita a utilização de paredes sem revestimento, com excepção da alvenaria de pedra, e as disposições inglesas BS 5628: Part 3 [7] só o permitem em zonas abrigadas, conforme se pode verificar no Tabela 25.

As classes de exposição máximas recomendadas no Tabela 25 encontram-se definidas anteriormente no Tabela 24, em função do índice de chuva incidente persistente.

**Tabela 25 - Espessura mínima das paredes simples de unidades de alvenaria de betão função da exposição do local à chuva incidente, segundo a BS 5628: Part 3 [7]**

Espessura mínima (mm)	Exposição máxima recomendada							
	Unidades de betão de agregados correntes				Unidades de betão de agregados leves			
	À vista	Reboco de acordo com a BS 5626	Isolamento pelo exterior	Rev. de placas ou chapas	À vista	Reboco de acordo com a BS	Isolamento pelo exterior	Rev. de placas ou chapas
90	Não rec.	1	3	4	Não rec.	1	3	4
190	Não rec.	2	3	4	Não rec.	2	3	4
215	1	2	3	4	1	3	3	4
250	1	3	3	4	-	-	-	-
328	1	3	3	4	1	3	3	4
440	2	3	3	4	2	3	3	4

Com base no Tabela 25 é possível constatar que a espessura mínima das paredes, particularmente em pano simples, estabelece-se em função das condições de exposição do local à chuva incidente. Convém referir que os elementos cerâmicos têm na Grã-Bretanha geometrias muito diferentes das adoptadas em Portugal, pelo que, mesmo que as condições de exposição fossem idênticas às existentes em Portugal, a definição de espessuras propostas na norma inglesa, não seria directamente extrapolável para Portugal.

O documento normativo francês DTU 20.1 [27], mais adaptável à realidade portuguesa, uma vez que os materiais correntemente utilizados em França e as soluções construtivas são mais próximas das adoptadas em Portugal, estabelece a espessura das paredes exteriores em função dos seguintes factores:

- localização da construção: - a: no interior de grandes centros urbanos;
- b: no interior de pequenos aglomerados ou periferia de grandes centros;

- c: isolada em zona rural;
- d: isolada junto ao mar.
- altura da parede acima do solo: -  $\leq 6$  m;
  - 6 até 18 m;
  - 18 até 28 m;
  - 28 até 50 m;
  - 50 até 100 m.
- existência de protecção: - parede abrigada;
  - parede não abrigada.

No caso de paredes simples de betão, as espessuras mínimas são as constantes no Tabela 26, devendo as paredes ser revestidas.

A composição da argamassa de assentamento, a sua plasticidade e a aderência entre a argamassa e os elementos constituintes, são aspectos importantes em termos de estanquidade à água da chuva.

A qualidade de execução da parede é um outro factor importante, pois além de outros aspectos, um preenchimento incorrecto ou insuficiente das juntas pode facilitar a penetração da água.

**Tabela 26 – Espessuras de tosco de paredes de alvenaria de betão em pano simples de acordo com a DTU 20.1 [27]**

Situação da parede	Espessura mínima de tosco (mm)	
	Unidades agregados correntes	Unidades de agregados leves
Abrigada	200	225
Não abrigada até 6 m	200 <sup>(1)</sup>	225 <sup>(1)</sup>
Não abrigada entre 6 e 18 m	275 <sup>(1)</sup>	225 <sup>(1)</sup>
Não abrigada entre 18 e 28 m	325 <sup>(1)</sup>	225 <sup>(1)</sup>
Não abrigada, isolada junto ao mar,	275 <sup>(2)</sup>	275 <sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Excepto junto ao mar

<sup>(2)</sup> Excepto em frente ao mar, na 1ª linha junto ao mar

O tratamento arquitectónico das fachadas tem igualmente importância no comportamento à água da chuva da envolvente. A existência de fachadas muito lisas, com grandes envidraçados, conduz a um risco acrescido, enquanto que a existência de elementos salientes, como varandas, sacadas, cornijas e beirais, pode reduzir a exposição à chuva associada ao vento e diminuir o risco de penetração.

### 3.4.9. Durabilidade

A durabilidade da envolvente está associada ao número de anos em que a mesma conserva um desempenho satisfatório.

A durabilidade das paredes é muito condicionada pela quantidade de água que a parede contém e como esta se comporta na presença de água. A água pode ser proveniente, entre outras origens da chuva ou da ascensão capilar.

A regulamentação europeia, EC6: Part 2 [18] define para as paredes com funções estruturais, as classes de exposição em função das condições ambientais a que a parede pode estar sujeita, tendo em consideração a sua localização. Essas classes de exposição, que se consideram em geral extrapoláveis para qualquer tipo de parede, são as seguintes:

- MX1 – em ambiente seco;
- MX2.1 – exposto à humidade, mas não exposto a um ciclo de gelo/degelo ou a fontes externas com níveis significativos de sulfatos ou de produtos químicos agressivos;
- MX2.2 – exposto à chuva severa mas não exposto a ciclos de gelo/degelo ou a fontes externas com níveis significativos de sulfatos ou de produtos químicos agressivos;
- MX3.1 – exposto à humidade ou chuva e a ciclos de gelo/degelo, mas não exposto a fontes externas com níveis significativos de sulfatos ou de produtos químicos agressivos;
- MX3.2 – exposto à chuva severa e a ciclos de gelo/degelo, mas não exposta a fontes externas com níveis significativos de sulfatos ou de produtos químicos agressivos;
- MX4 – exposto ao ar saturado de sal ou água do mar;
- MX5 – em ambiente químico agressivo.

Com base na informação contida no Tabela 27 é possível constatar que as especificações mínimas para as unidades de alvenaria de betão, em termos da resistência ao gelo/degelo e aos teores em sais solúveis activos, é função das classes de exposição.

**Tabela 27 - Especificações mínimas para as unidades de alvenaria de betão em função das classes de exposição, conforme o EC6: Part 2 [18]**

Classes de	Unidades de agregados	Unidades de agregados leves
MX1	Qualquer	Qualquer
MX2.1	Qualquer	Qualquer
MX2.2	Qualquer	Qualquer
MX3.1	Resistência ao gelo/degelo	Resistência ao gelo/degelo
MX3.2	Resistência ao gelo/degelo	Resistência ao gelo/degelo
MX4	Em cada caso estabelecer graus de exposição ao sal, à molhagem e ciclos de gelo/degelo e consultar o fabricante.	
MX5	Em cada caso o estabelecimento das especificações deve ser feito em função do ambiente e dos efeitos dos químicos envolvidos tendo em consideração as concentrações,	

### 3.4.10. Instalações embebidas

Os roços e cavidades não devem comprometer a estabilidade da parede, não devendo atravessar lintéis ou outros elementos estruturais construídos na parede e devendo ser alvo de um planeamento cuidadoso dos traçados, de modo a não se incorrer na deterioração total dos

elementos e das juntas confinantes. São de evitar roços realizados de ambos os lados da alvenaria.

Os roços horizontais e inclinados devem ser evitados. No caso de ser necessário fazê-los, estes devem ser posicionados numa altura correspondente a 1/8 do pé-direito, imediatamente acima ou abaixo do pavimento. A profundidade dos roços em paredes estruturais deverá respeitar os valores presentes no EC6: Part 2 [18] e que se encontram definidos no Tabela 28. Mesmo em paredes não estruturais esses valores não devem ser ultrapassados. Os roços e as cavidades não devem ser permitidos se a sua profundidade for superior a metade da espessura do septo exterior da unidade de alvenaria.

**Tabela 28 - Dimensões de roços horizontais e inclinados, conforme o EC6: Part 2 [18]**

Espessura da parede (mm)	Profundidade máxima (mm)	
	Comprimento ilimitado	Comprimento $\leq 1250$ mm
85 - 115	0	0
116 - 175	0	15
176 - 225	10	20
226 - 300	15	25
Acima de 300	20	30

Os roços verticais que não se prolonguem por mais de um terço da distância entre pisos acima do nível do pavimento podem ter uma profundidade até 80 mm e uma largura até 120 mm, se a espessura da parede for igual ou superior a 225 mm. A largura total dos roços e das cavidades verticais não deve ser superior a 0,13 vezes o comprimento da parede.

A distância horizontal entre roços verticais contíguos ou entre um roço e uma cavidade ou uma abertura não deve ser inferior a 225 mm. A distância horizontal entre duas cavidades contínuas, quer estejam do mesmo lado da parede ou em lados opostos, ou entre uma cavidade e uma abertura não deve ser inferior ao dobro da largura da cavidade mais larga.

A distância horizontal entre a extremidade de um roço e uma abertura não deve ser inferior a 500 mm. Em paredes com espessura superior a 115 mm, a profundidade permitida dos roços pode ser aumentada de 10 mm se o roço for executado com precisão recorrendo a uma máquina. Se se utilizarem máquinas para executar os cortes, podem ser executados roços até 10 mm de profundidade em ambos os lados da parede com espessura não inferior a 225 mm.

A largura dos roços horizontais não deve ser superior a metade da espessura remanescente da parede.

No Tabela 29 apresentam-se as dimensões adequadas para os roços e cavidades verticais constantes no EC6: Part 2 [18].

**Tabela 29 - Dimensões de roços e cavidades verticais, conforme o EC6: Part 2 [17]**

Espessura da parede (mm)	Roços e cavidades executados após realização da alvenaria		Roços e cavidades executados durante a realização da alvenaria	
	Profundidade máxima (mm)	Largura máxima (mm)	Largura máxima (mm)	Espessura mínima remanescente da
85 - 115	30	100	300	70
116 - 175	30	125	300	90
176 - 225	30	150	300	140
226 - 300	30	175	300	175
Acima de 300	30	200	300	215

### 3.5. Betão Leve

#### 3.5.2. Classificação do betão leve quanto à classe funcional

São denominados betões leves aqueles cuja massa volúmica é muito inferior aos betões convencionais.

A classificação funcional dos betões leves ais generalizada é proposta pela RILEM, conforme transcreve o Tabela 30

Tabela 30 - Classificação dos betões leves segundo a recomendação RILEM

Classe funcional	I	II	III
Tipo de betão leve	Betão estrutural	Betão estrutural e de isolamento térmico	Betão de isolamento térmico
Massa volúmica seca ( $\text{kg/m}^3$ )	<2000	Não estabelecida	Não estabelecida
Resistência à compressão (MPa)	>15.0	>3.5	>0.5
Coefficiente de condutibilidade térmica ( $\text{W/m}^\circ\text{C}$ )	-	<0.75	<0.3

O limite máximo da massa volúmica dos betões leves de  $2000 \text{ kg/m}^3$  não é genericamente adoptado, sendo frequente a limitação do valor máximo da massa volúmica deste betões a valores mais baixos, de cerca de  $1800 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.5.2. Classificação dos inertes quanto à massa volúmica

Segundo a recomendação RILEM, são considerados inertes leves aqueles cuja massa volúmica aparente (inerte seco e não compactado) é inferior a  $1200 \text{ kg/m}^3$  para a tracção fina<sup>13</sup> e  $1200 \text{ kg/m}^3$  para a tracção grossa<sup>1</sup> do inerte.

### 3.5.3. Terminologia associada aos betões leves

A terminologia e definições associadas ao betão leve são as propostas pela RIEM que considera os pontos de vista que se transcrevem no Tabela 31.

**Tabela 31 - Terminologia e classificação RILEM para betões leves**

Tipos de betões leves	Betão compacto de inertes leves Betão semi-cavernoso Betão cavernoso Betão celular obtido por reacção química Betão celular obtido por acção física
Tipos de ligantes	Cimento Cal Mistura cimento e cal Ligantes orgânicos
Tipos de inertes para betão leve	Materiais naturais não preparados <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pedra-pomes</li> <li>• Escórias e tufos vulcânicos</li> </ul> Materiais naturais preparados <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vermiculite esfoliada</li> <li>• Perlite expandida</li> <li>• Argila expandida ou sinterizada</li> <li>• Xisto expandido ou sintrizado</li> </ul> Desperdícios industriais não preparados <ul style="list-style-type: none"> <li>• Escórias de alto-forno</li> <li>• Cinzas volantes</li> </ul> Desperdícios industriais preparados <ul style="list-style-type: none"> <li>• Escória de alto-forno expandida</li> <li>• Cinzas volantes expandidas</li> <li>• Vidro expandido</li> </ul> Materiais orgânicos <ul style="list-style-type: none"> <li>• Granulado de cortiça</li> </ul>
Tipos de cura	Cura a pressão e temperaturas normais Cura a pressão normal e temperatura elevada Cura a pressão e temperatura elevada (em autoclave) Métodos combinados de cura

<sup>1</sup> Considera-se fracção fina dum inerte a parcela e mesmo cuja máxima dimensão não excede 4.75 mm, sendo a fracção grossa complementar

### **3.5.4. Propriedades mecânicas dos betões leves**

Os inertes leves apresentam características específicas diferentes da dos inertes normais. Essas características influenciam as propriedades dos betões leves. Para o caso da argila expandida as propriedades mais importantes são as seguintes:

- Forma dos grãos – está associada ao processo de fabrico. No caso dos materiais produzidos em forno rotativo apresentam uma forma arredondada, aproximadamente esférica. A forma dos grãos influencia relativamente pouco a resistência, já que a rotura se dá pelos grãos antes da aderência entre a matriz e o inerte ter sido atingida. O betão produzido a partir dos grãos arredondados, comparativamente aos grãos angulares, requer menos água para a mesma trabalhabilidade, e a quantidade de pasta que penetra nos poros é menor. Todavia com grãos arredondados há um risco maior de segregação dos constituintes.
- Classes granulométricas – as classes granulométricas disponíveis são normalmente bastante alargadas. As classes granulométricas utilizadas estão associadas ao tipo de betão pretendido. O emprego de inertes de maiores dimensões conduz em geral à diminuição da massa volúmica, diminuição da condutibilidade térmica e menores resistência mecânicas.

As características mecânicas dos inertes leves são bastante diferentes dos inertes convencionais. Aqui convém referir a importância dos dois parâmetros seguintes:

- Resistência dos grãos da estrutura interna – no betão normal o inerte é habitualmente mais resistente que a pasta e a rotura é condicionada sobretudo por esta. No caso dos betões leves a resistência dos grãos influencia muito a resistência do betão. A resistência dos grãos é bastante influenciada pela porosidade, pela existência ou não de uma casca dura e pela massa volúmica real do grão. As dimensões e distribuição dos poros possuem um papel importante na resistência mecânica. Para o mesmo grau de porosidade, os pequenos alvéolos uniformemente distribuídos são preferíveis relativamente às grandes cavidades. Da mesma forma a existência de uma casca dura e o aumento a sua espessura melhora a resistência mecânica dos grãos. A determinação da resistência mecânica dos grãos põe problemas, dado os mesmos não poderem ser moldados ou cortados e os ensaios mecânicos de base não lhes serem aplicáveis. Existem três ensaios que são habitualmente utilizados na caracterização mecânica dos grãos:
  - Determinação da força de compressão necessária para enterrar 20 mm um pistão num recipiente com forma cilíndrica, normalizado, cheio de grãos. É o ensaio mais generalizado que habitualmente é executado. Este método tem como inconvenientes a obtenção de um lote de grãos sendo impossível especificar as características dos grãos individualmente.
  - Compressão isostática, através da pressão hidrostática necessária ao esmagamento de um grão, introduzido numa manga flexível e mergulhado num banho de óleo sob pressão. Este método permite caracterizar os grânulos um a um e a dispersão dos mesmos.



- Rotura dos grãos através de um fio que envolve o grão e por tracção provoca o seu rompimento. Como resultado aparece a “resistência ao fio”, expressa como quociente entre a força de tracção exercida no fio no momento da rotura e a secção da superfície de rotura. Este ensaio tem as mesmas vantagens do ensaio anterior e é de fácil realização.
- Módulo de deformação dos grãos – a transmissão de forças internas no betão é função da relação entre a rigidez dos seus constituintes. Devido às dimensões dos grãos, só podem efectuar-se determinações dinâmicas. As retracções ocorridas nos betões leves estão fundamentalmente associadas a estas características por estes inertes não terem a capacidade de contrariar a retracção da pasta, ao contrário dos betões normais. Esta tendência acentua-se à medida que os betões vão sendo mais leves.
- Uma forma de determinar a resistência dos grãos ao esmagamento é através da norma 13055-1.



## Capítulo 4 – Estado da Arte

### 4.1. Introdução ao Estado da arte

Dentro da análise mecânica da alvenaria estrutural, vários investigadores deram um contributo muito importante no aumento do conhecimento acerca desta área. Neste capítulo serão apresentadas as conclusões de vários autores acerca de estudos efectuados sobre a resistência mecânica dos componentes da alvenaria estrutural.

Entre todos os investigadores, salienta-se a importância dos estudos de Rolando Vilató e Luiz Franco, Andrea Juste e Marcio Corrêa, Itamar Ribeiro Gomes, Claudius Barbosa e Hipólito de Sousa entre outros. Estes autores realizaram estudos recentes que complementam estudos de grandes autores como Sabattani, L. S. Gomes, C. T. Grimm entre outros.

#### 4.1.1. Itamar Ribeiro

Itamar Ribeiro Gomes efectuou um estudo relacionado com o comportamento elasto-plástico em paredes de alvenaria, considerando a influencia das interfaces no comportamento mecânico. Neste seu estudo, o autor primeiramente analisou os estudos de MENDES, ROMAGNA e MOHAMAD. Estes três autores realizaram estudos sobre o comportamento mecânico da alvenaria em geral, mas apenas a nível da mecânica experimental. Itamar procurou criar um modelo numérico que se aproximasse dos valores encontrados por estes três autores, utilizando para propriedades elásticas e plásticas do betão e da argamassa os valores obtidos experimentalmente pelos mesmos autores.

O seu principal interesse foi dado à zona de interface. A interface foi simulada, considerando um elemento finito tridimensional, com nove (3x3) pontos de integração.

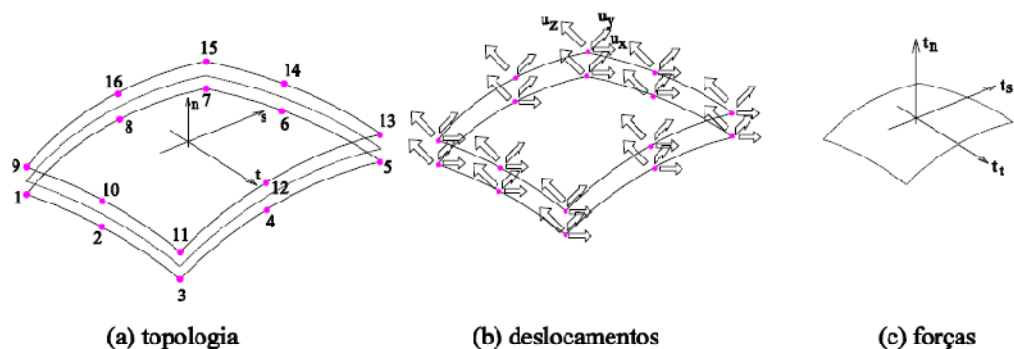


Figura 12 - elemento finito de interface de 8 nós, quadrático tridimensional

Na modelação dos blocos, devido à simplicidade da sua geometria, foi utilizado um elemento finito tridimensional de 20 nós com formulação isoparamétrica.

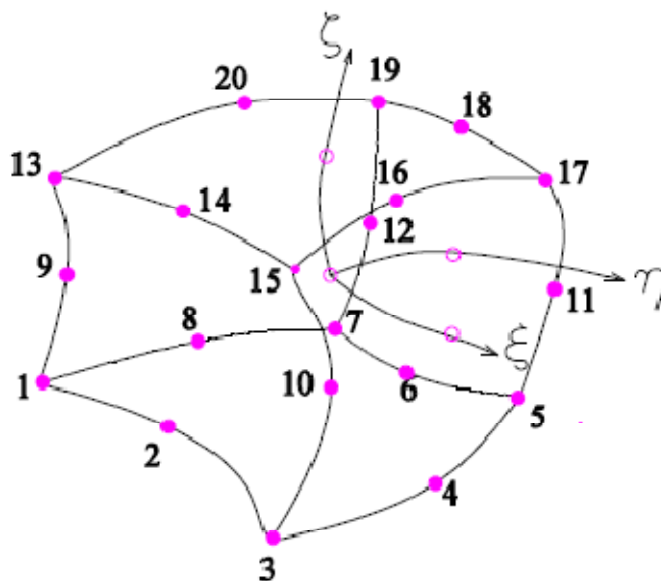


Figura 13 - elemento finito de 20 nós, quadrático tridimensional

No que diz respeito à formulação de elementos finitos, foi considerada a teoria de Drucker-Prager. Esta teoria consegue responder de uma forma global ao comportamento estrutural do sistema. No estudo visou-se simular com precisão a fissuração à tracção, e o comportamento à compressão.

Nas interfaces o autor recorreu ao modelo de atrito de Coulomb. Este modelo foi capaz de simular o comportamento de interfaces.

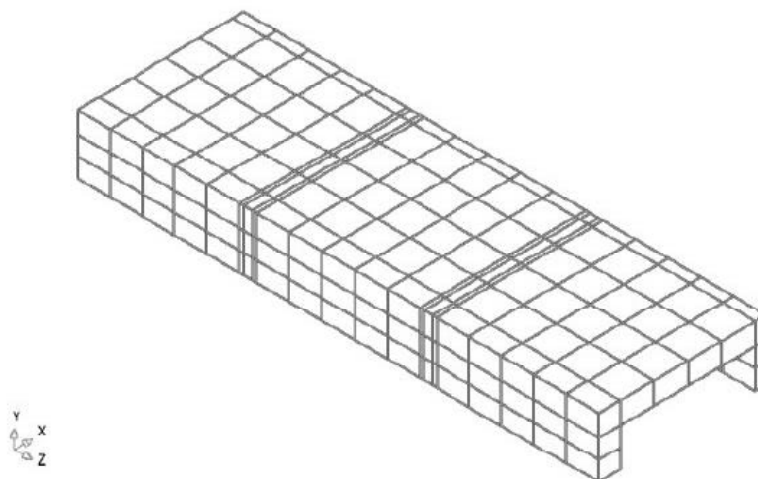


Figura 14 - Malha de elementos finitos para o prisma de bloco e betão simples com acentamento parcial

Na obtenção das propriedades mecânicas, apresentadas na tabela 32, o autor baseou-se no estudo de MOHAMAD.

Nesta tabela o parâmetro  $c$  representa a coesão,  $f_t$  a tensão limite elástica à tracção, e  $f_c$  a tensão limite elástica à compressão.  $\Phi$  representa o ângulo de atrito na zona de interface.

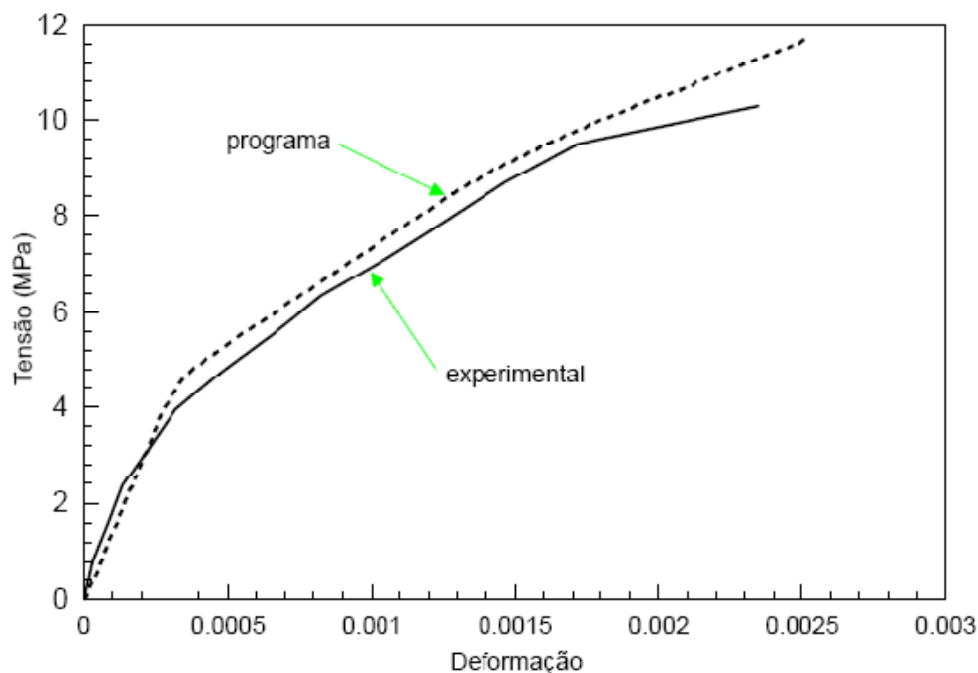
Tabela 32 - propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de betão com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do betão igual a 0.34

Materiais	Prop. elásticas (MPa)	Prop. plásticas (MPa)
Argamassa	$E = 5781$ $\nu = 0.12$	$f_c = 3.90$
		$f_t = 0.38$
		$c = 0.48$ ( <i>inicial</i> )
		$c = 0.62$ ( <i>final</i> )
Betão	$E = 155540$ $\nu = 0.17$	$f_c = 17.68$
		$f_t = 1.31$
		$c = 1.35$ ( <i>inicial</i> )
		$c = 5.11$ ( <i>final</i> )
Interface	$K_n = K_s = K_t = 1 \times 10^6$	$c = 0.51$
		$\tan \Phi = 0.80$

É importante referir que Itamar realizou testes para vários tipos de argamassas e blocos, mas apenas serão referidos aqui as experiências que mais se aproximam ao problema em estudo, ou seja blocos com dimensões 140x190x390 mm.

Neste caso, o estudo é sobre uma parede de 3 fiadas de blocos de betão, com junta vertical.

A comparação de resultados entre a mecânica experimental e a simulação numérica está representada no gráfico 2.



**Gráfico 2 - Diagrama de tensão-deformação do prisma de betão com  $E_a/E_b = 0.34$**

Neste gráfico pode-se concluir que numa fase inicial, o modelo matemático consegue acompanhar o modelo real, mas após um certo nível de deslocamentos, o programa não é capaz de simular correctamente o comportamento plástico do betão. Itamar ainda realizou modelos matemáticos para blocos cerâmicos com juntas verticais. No entanto devido à pouca relevância em relação ao objecto de estudo deste trabalho, os seus resultados não serão apresentados.

No estudo Itamar utilizou dois tipos de argamassas, e notou que quando a relação entre o módulo de Young da argamassa e do betão ( $E_{\text{argamassa}}/E_{\text{bloco}}$ ) é mais elevada, torna-se mais difícil obter bons resultados com a simulação numérica, devido ao menor deslocamento das juntas. O gráfico seguinte mostra os resultados para o seguinte conjunto:

Tabela 33 - propriedades elásticas e plásticas para prismas simples de blocos de betão com assentamento total e relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do betão igual a 0.67

Materiais	Prop. elásticas (MPa)	Prop. plásticas (MPa)
Argamassa	$E = 11055$ $\nu = 0.20$	$f_c = 19.90$
		$f_t = 1.60$
		$c = 2.32$ (inicial)
		$c = 5.75$ (final)
Betão	$E = 16400$ $\nu = 0.17$	$f_c = 18.20$
		$f_t = 1.19$
		$c = 2.02$ (inicial)
		$c = 5.26$ (final)
Interface	$K_n = K_s = K_t = 1 \times 10^6$	$c = 0.82$
		$\tan \Phi = 0.60$

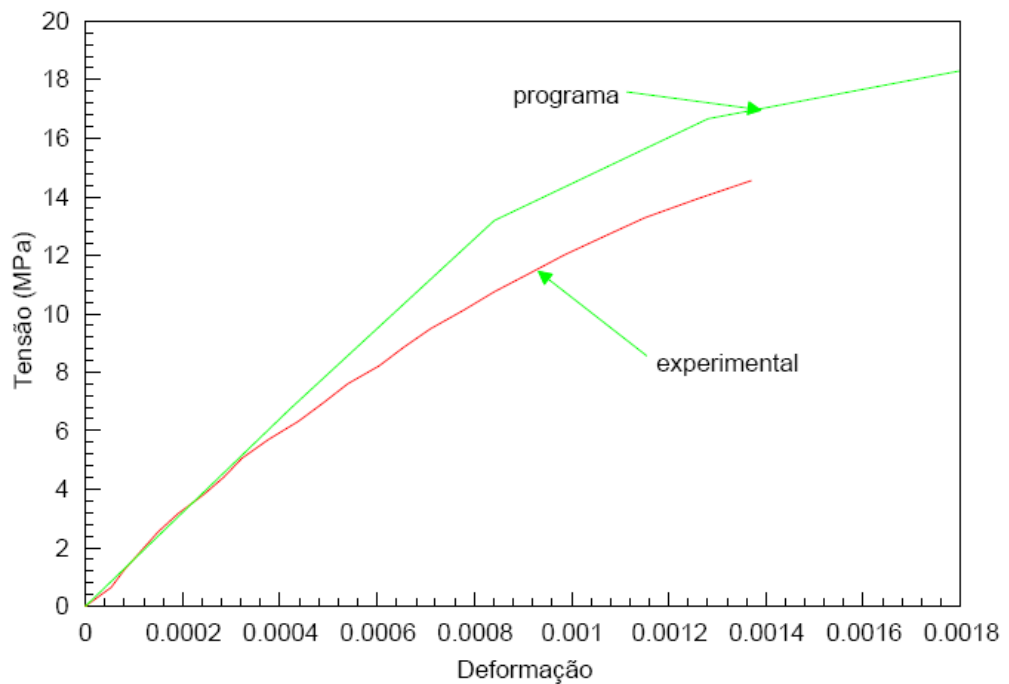


Gráfico 3 - Diagrama de tensão-deformação do prisma de betão com  $E_a/E_b = 0.67$

Quando atingida a tensão de rotura, os blocos iniciam fendas perto das juntas. No software utilizado, os elementos de cores diferentes identificam zonas de fractura.

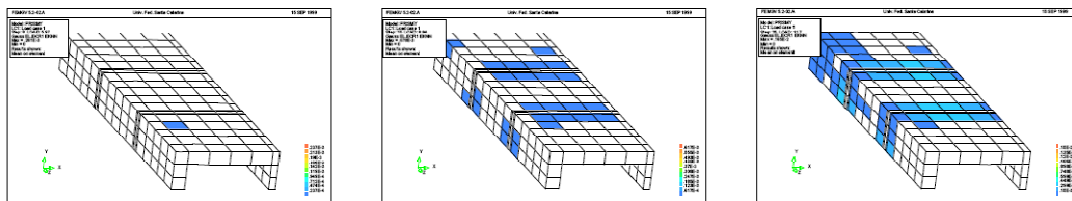


Figura 15 - evolução das fissuras no prisma de blocos de betão com assentamento total, para uma relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco de 0.34 em diferentes níveis de tensões normais: 0.69 (início), 8.84 (intermediários), 11.66 (rotura)

Nota-se que o processo de fissuração começa pelas interfaces, propagando-se pelos septos e paredes do bloco, concentrando-se no septo exterior. A figura 16 mostra a os resultados obtidos experimentalmente.



Figura 16 - Modos de rotura de prismas de betão

Após o estudo efectuado, o autor concluiu que o modelo matemático utilizado conseguiu uma boa aproximação do modelo real. No entanto o uso de modelos mais sofisticados foi evitado, pois a probabilidade de haver erros era muito mais elevada.

Neste modelo, nunca foi possível determinar rotura por esmagamento da argamassa, ou a combinação deste modo de rotura com o fendilhamento do bloco.

O autor também recomenda o uso de materiais com módulos de Young próximos, pois permitem uma convergência mais eficaz e rápida.

A última conclusão contradiz o objecto de estudo desta tese. Itamar sugere que nunca se usem argamassas com módulo superior ao dos blocos, pois nas simulações a rotura é inadequada.

#### 4.1.2. Andrea Juste e Márcio Corrêa

Estes dois investigadores efectuaram um estudo experimental sobre a resistência e deformabilidade da alvenaria de blocos de betão sujeitas a esforços de compressão. Este é exactamente o problema mecânico que esta tese visa estudar.

Os autores realizaram experiências com prismas constituídos por três blocos sobrepostos, e paredes de 4 fiadas, procurando obter uma relação entre os ensaios.



Para isso analisaram dois tipos de blocos de betão com resistência de 4.5 e 10 MPa respectivamente, assim como dois tipos de argamassa.

O primeiro passo consistiu na caracterização dos blocos. Para isso foi analisado o comportamento à compressão dos blocos isolados, testando 24 blocos de cada qualidade. A tabela seguinte mostra os dados estatísticos dos ensaios.

**Tabela 34 - Valores médios de resistência à compressão dos blocos**

Tipo de bloco	Classe de resistência (MPa)	Idade dos blocos (dias)	Área bruta ( $A_b=546 \text{ cm}^2$ )			Área líquida ( $A_l=546 \text{ cm}^2$ )		
			$f_{bm}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)	$f_{bm}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
1	4.5	114	9.43	0.86	9.12	17.15	1.56	9.10
2	10.0	206	22.55	1.01	4.48	41.00	1.84	4.49

**Tabela 35 - Valores característicos de resistência à compressão dos blocos**

Tipo de bloco	Classe de resistência (MPa)	Área bruta ( $546 \text{ cm}^2$ )			Área líquida ( $546 \text{ cm}^2$ )		
		$f_{bk,est}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)	$f_{bk,est}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
1	4.5	8.37	0.86	10.27	15.22	1.56	10.25
2	10.0	20.27	1.01	4.98	36.85	1.84	4.99

Nas tabelas anteriores  $F_{bm}$  corresponde à resistência média do bloco,  $F_{bk}$  à resistência característica,  $S_d$  ao desvio padrão, e CV o coeficiente de variação. Como este estudo foi executado num âmbito global, são apresentados dados relativos à área bruta e área líquida, mas em Portugal é utilizada somente a área bruta.

Como comentário resumido, o mais interessante desta análise consiste no facto de a resistência à compressão ser aproximadamente acrescida em 100% do valor da resistência nominal dos mesmos.

Para determinar o módulo de Young dos blocos, colocaram-se transdutores de deslocamento no ensaio dos prismas, para evitar a influência das condições de fronteira impostas pela prensa. O esquema de medição está representado na figura 17.

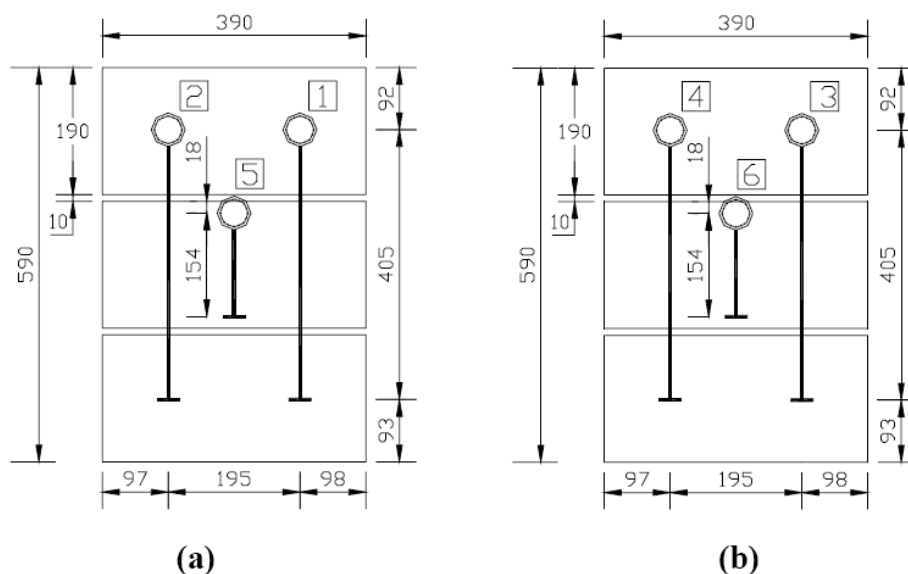


Figura 17 - (a) Vista frontal (b) Vista oposta. Transdutores 1,2,3 e 4: medições de deslocamentos no prisma; transdutores 5 e 6 - medições de deslocamentos nos blocos (EP1) (medidas em mm)

Os valores dos módulos de Young do material estão descritos na tabela 36.

Tabela 36 - Valores das relações entre o módulo de elasticidade e resistencia à compressão dos blocos

Tipo de bloco	Valores obtidos nos ensaios			E <sub>bm</sub> segundo ACI $E_{bm}=0.0428 \cdot f_{bm}^{0.5} \cdot \gamma_b^{0.5}$		Área líquida (546 cm <sup>2</sup> )	
	f <sub>bm</sub> * (MPa)	E <sub>bm</sub> (MPa)	E <sub>bm</sub> /f <sub>bm</sub>	E <sub>bm</sub> (MPa)	E <sub>bm</sub> /f <sub>bm</sub>	E <sub>bm</sub> (MPa)	E <sub>bm</sub> /f <sub>bm</sub>
1	17.15	16902	986	9066	529	29922	1745
2	41.00	41391	1010	31340	764	40013	976

\*resistência do bloco na área líquida

Na tabela anterior ACI e CEB-FIP referem-se a duas normas nas quais o autor se baseou para determinar os módulos de Young.

Para a análise das argamassas foram criados seis corpos de prova cilíndricos, com as dimensões de 5 cm x 10 cm, instrumentados com 2 extensômetros com base de 10 mm, colados segundo a disposição mostrada na imagem 18.



Figura 18 - Posicionamento da instrumentação nos corpos de prova da argamassa

Os resultados experimentais estão representados nas tabelas 37 a 39.

Tabela 37 - Resistência à compressão dos corpos de prova de argamassa cilíndricos 5x10 cm

Tipo de argamassa	Resistência indicada pelo fabricante (MPa) (28 dias)	$F_{rup,am}$ do ensaio (kN)	Resistência à compressão (35 dias)		
			$f_{am}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
P	6.0	10.3	5.2	0.28	5.4
Q	4.2	11.1	5.7	0.48	8.4
R	2.8	7.2	3.7	0.14	3.9

Tabela 38 - módulo de elasticidade das argamassas industrializadas

Tipo de argamassa	Módulo de elasticidade médio		
	$E_{am}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
P	7396	1244.35	16.2
Q	8879	671.75	7.57
R	5903	444.43	7.53

Tabela 39 - Relação entre o módulo de elasticidade e resistência à compressão das argamassas

Tipo de argamassa	Módulo de elasticidade médio		
	$E_{am}/f_{am}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
P	1142	130.67	9.74
Q	1530	95.00	6.20
R	1633	188.4	11.55

As tabelas anteriores mostram as características das argamassas, e a relação entre o módulo de Young e a resistência média da argamassa.

Constatamos que nos ensaios experimentais, os blocos possuem sempre um módulo à compressão mais elevado que as argamassas, o que provoca que no ensaio à compressão o bloco esteja sujeito a esforços de tracção nas zonas de interface, e a argamassa a esforços de compressão.

O próximo passo consistiu na execução de ensaios mecânicos a prismas de 3 fiadas.

Neste tipo de ensaios procurou-se obter uma relação entre a resistência de blocos isolados com a resistência dos prismas. Segundo SABBATINI, a relação entre a resistência do prisma e do bloco é de 0.8, mas que nas suas análises experimentais os valores foram muito distantes do valor esperado, conforme demonstra a seguinte tabela, onde  $P_{ij}$  se refere a um prisma feito com argamassa do tipo P, com blocos do tipo i, e ao ensaio n° j.

Tabela 40 - Relação entre a resistência à compressão do prisma e dos blocos

Série de prisma	$f_{pm}(A_l)$ (MPa)	$f_{pm}(A_b)$ (MPa)	$f_{bm}(A_l)$ (MPa)	$f_{bm}(A_b)$ (MPa)	$f_{pm}/f_{bm}$
P11	5.42	2.98	17.15	9.43	0.32
P12	4.61	2.54	17.15	9.43	0.27
P21	13.05	7.18	41.00	22.55	0.32
P22	12.83	7.06	41.00	22.55	0.31
Q11	8.48	4.17	17.15	9.43	0.49
Q12	7.56	4.16	17.15	9.43	0.44
Q21	15.09	8.30	41.00	22.55	0.37
Q22	11.47	6.31	41.00	22.55	0.28

Segundo o autor, esta discrepância ocorreu devido à má colagem entre a argamassa e os blocos.

A resistência final dos prismas, adoptando o critério de SABBATINI é demonstrada na tabela seguinte, em que se determinou a força para a rotura dos blocos, e se multiplicou por 0.8. Nesta tabela PERBiAj indica o ensaio n° j, numa parede feita com blocos do tipo i.

Tabela 41 - Resistência à compressão dos prismas

Série correspondente	$f_{rup,prevista}$ (kN)	$f_{rup,ensaio}$ (kN)	Diferença (%)	Resistência média à compressão		
				$F_{pm}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
PRB1A1	422	437	3.6	7.96	0.67	8.39
PRB2A1	1001	459	-54.2	7.75	0.78	10.03
PRB1A2	422	433	2.6	7.93	0.85	10.77
PRB2A2	1001	507	-49.4	9.22	1.23	13.38

Com base nestes resultados, verificamos que com blocos de resistência de 4.5 MPa, a resistência da argamassa tem pouca influência na resistência do prisma. Os valores da série PRB2, correspondem aos blocos com a resistência de 12 MPa, que quando carregados esmagaram a argamassa muito precocemente.

Estes dados vieram reforçar o estudo de argamassas efectuado por GOMES, estudo este já referido no capítulo 2.

O estudo prosseguiu com a análise de paredes de 4 fiadas. As paredes possuem a configuração apresentada na figura 19.

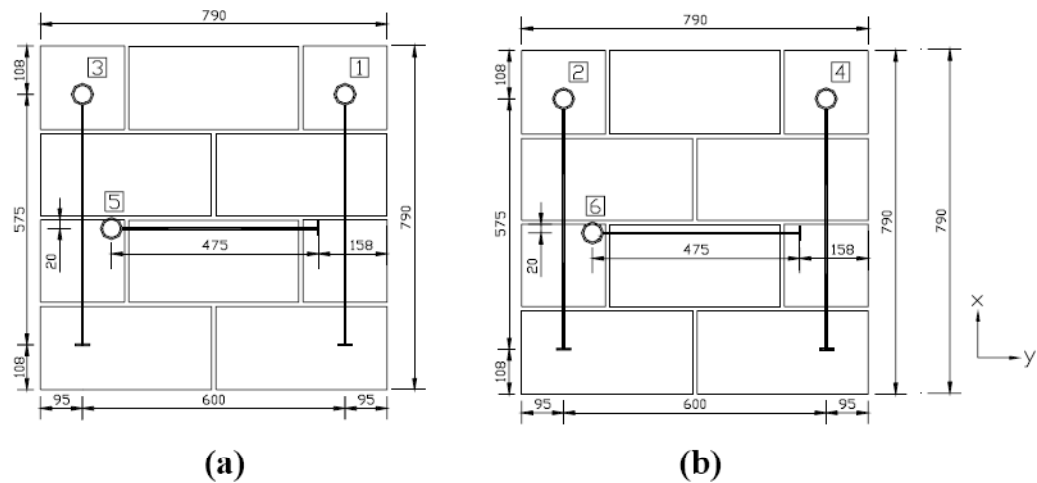


Figura 19 - (a) Vista frontal (b) Vista oposta. Transdutores 1,2,3 e 4 - medições de deslocamentos verticais na parede; Transdutores 5 e 6 - medições de deslocamentos horizontais na parede (EF) (medidas em mm)

O objectivo é determinar os modos de ruína, e obter uma relação entre a resistência dos prismas e das paredes, de forma a ser possível projectar os valores ensaiados em prismas para as paredes de alvenaria.

As paredes são constituídas por blocos com as dimensões apresentadas na imagem 19. Foram efectuados carregamentos também a nível longitudinal, mas não serão apresentados nesta tese por não serem relevantes para o estudo.

A tabela 42 mostra os resultados obtidos experimentalmente

Tabela 42 - Resistência à compressão das paredes

Série correspondente	$f_{rup,prevista}$ (kN)	$f_{rup,ensaio}$ (kN)	Diferença (%)	Resistência média à compressão		
				$f_{pam}^*$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
PRB1A1	699	550	-17.8	4.97	0.35	7.12
PRB2A1	1420	978	-31.1	8.84	0.96	10.89
PRB1A2	669	456	-31.8	4.12	0.39	9.42
PRB2A2	1420	625**	-56.00	5.65	-	-

\* resistência da parede na área bruta

\*\*valor descartado

O valor da força de rotura prevista foi baseado novamente no estudo de SABBATINI, que considera que a relação entre a resistência dos prismas e das paredes é de 0.7, ou seja  $f_{pam}=0.35f_{prm}$ .

Os resultados experimentais revelam que este valor é demasiado optimista. Novamente os blocos da série de 12MPa obtêm valores mais distantes dos previstos, devido à elevada diferença de módulos entre argamassa e blocos.

A tabela seguinte é mais exemplificativa deste fenómeno. No entanto quando se trata da análise de tensões os resultados são mais favoráveis.

Tabela 43 - Relação entre as resistências à compressão do prismas e das paredes

Série correspondente	$f_{prm}$ (MPa)	$f_{pam}$ (MPa)	$f_{pam}/f_{prm}$
PRB1A1	7.69	4.97	0.62
PRB2A1	7.75	8.84	1.14*
PRB1A2	7.93	2.01	0.51
PRB2A2	9.22	5.65	0.61

\*valor descartado

Outro dos estudos efectuados foi a determinação de um módulo de elasticidade equivalente para a parede toda. Este dado é bom para a execução de estudos a nível macroscópico, em que se estuda toda uma estrutura, e não o comportamento local da alvenaria.

Os resultados estão apresentados na tabela 44.

Tabela 44 - Módulo de elasticidade das paredes

Série correspondente	$F_{\text{pam}}$ (MPa)	Módulo de elasticidade*		
		$E_{\text{pam}}$ (MPa)	$S_d$ (MPa)	CV (%)
PRB1A1	4.97	6383	160.62	2.52
PRB2A1	8.84	9128	1105.50	12.11
PRB1A2	4.12	6440	147.96	2.30
PRB2A2	3.86	8693**	-	-

\* resistência da parede na área bruta

\*\*valor descartado

Estes resultados demonstram que a argamassa tem pouca influência no módulo de elasticidade, conforme estava previsto.

As paredes quando carregadas verticalmente iniciam a fissuração nos septos transversais ao longo do comprimento da parede, tanto no topo, como na base da parede. Segundo o autor, o início da fissuração deu-se a 60% do valor da carga de rotura.

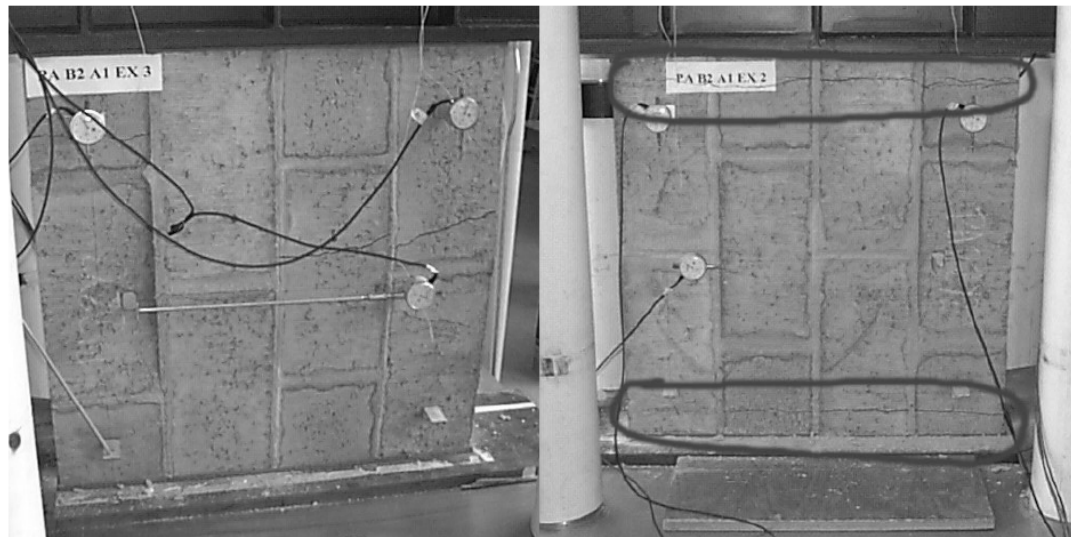


Figura 20 - Detalhe da fissuração ao longo dos septos laterais da parede

#### 4.1.3. Claudius Barbosa

Claudius Barbosa realizou um estudo sobre a resistência e deformabilidade de blocos de betão, e obtenção das relações com as propriedades dos materiais constituintes.

No seu estudo, foram criados blocos de betão, e corpos de prova em betão com resistências de 10, 20 e 30 MPa.

OS blocos utilizados e os corpos de prova possuem a seguinte geometria:

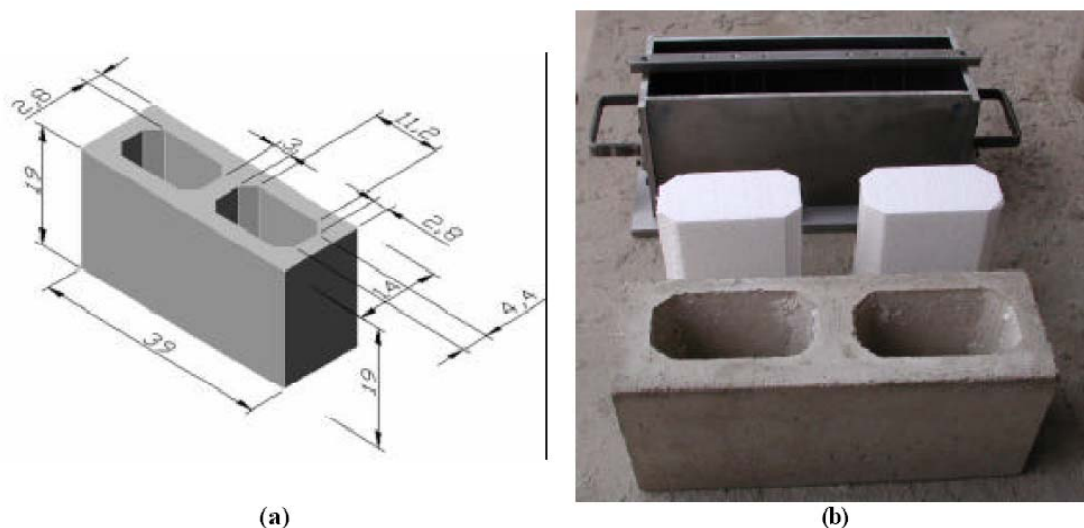


Figura 21 - Detalhe das dimensões do bloco de betão, forma metálica e respectivos machos



Figura 22 - Provetes e respectivos moldes

Os corpos de prova possuem várias geometrias e dimensões, devido aos vários parâmetros que se pretendem determinar. Foram criados 3 tipos de cilindros, com dimensões de 5x10 cm, 10x20 cm e 15x30 cm. Também foi criado um corpo de prova cúbico, com medidas de 10x10x10 cm e um prismático com as medidas de 3x3x6 cm.

Para obter o módulo de Young do material, foram ensaiados 2 provetes de cada geometria numa máquina de ensaios. Os restantes provetes foram ensaiados noutra máquina de ensaios destinada a obter as propriedades restantes do betão.

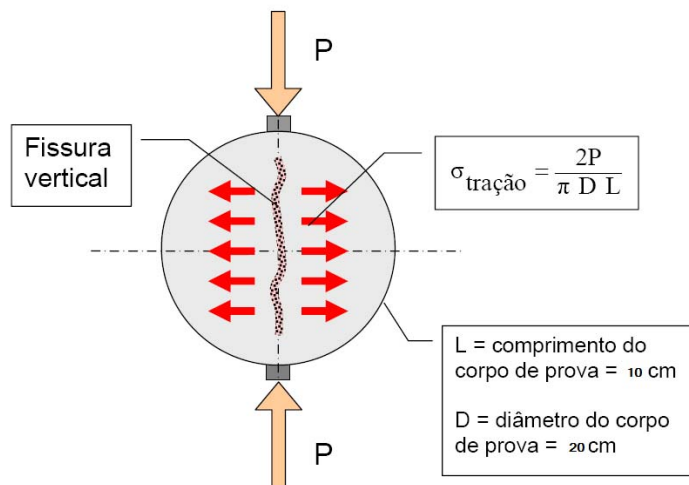
O autor optou por ensaiar os provetes cilíndricos de 10x20 cm a uma velocidade de deslocamento de 0.005mm/s, devido ao facto de a altura ser a mais próxima com a dos blocos



de betão. Para os restantes provetes a taxa de deslocamento é alterada com o objectivo de manter constantes as taxas de deformação. As taxas de deslocamento para os provetes de 5x10 cm, 15x30 cm e prismáticos foram respectivamente 0.003mm/s, 0.007mm/s e 0.002mm/s, assegurando uma taxa de deformação de 25µε/s.

Nos restantes ensaios sem controlo de deslocamento, com o objectivo de determinar a resistência à compressão, a taxa de carregamento é de 0.5 kN/s, 2.4 kN/s, 5.3 kN/s e 3 kN/s para os corpos de prova cilíndrico 5x10 cm e prismático, cilíndrico 10x20 cm, cilíndrico 15x30 cm e cúbico respectivamente.

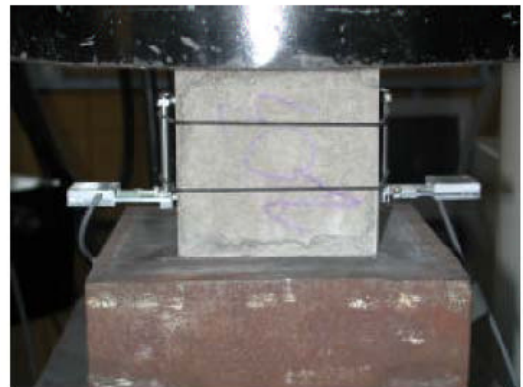
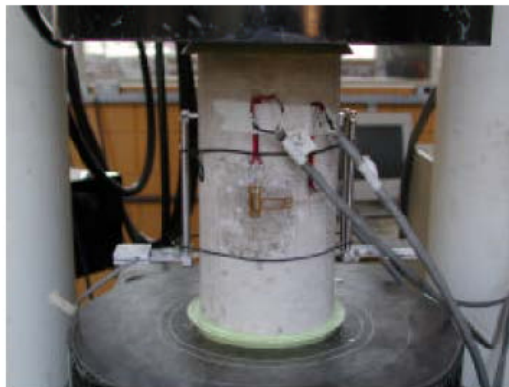
Também se efectuaram ensaios à compressão diametral, nos provetes cilíndricos 10x20 cm para obter a resistência à tracção de um modo indirecto. O seu processo é explicado na imagem seguinte.



**Figura 23 - ensaio à compressão diametral**

O ensaio consiste na aplicação de uma linha de carga na face superior do bloco, que vai induzir à criação de cargas à tracção ao longo da altura do bloco.

As imagens seguintes demonstram a instrumentação dos provetes cilíndricos e cúbicos.



**Figura 24 - Detalhe da instrumentação do provete cilíndrico 10x20 cm e nos provetes cúbicos**

Como se pode ver na figura 24 os provetes cúbicos apenas possuem extensômetros removíveis, enquanto os provetes cilíndricos possuem uma instrumentação mais avançada, para obter o coeficiente de Poisson.

Depois de ensaiados todos os provetes, chegou-se à conclusão que a fissuração visível só ocorre quando a força está muito próxima da tensão limite.

A ruína é caracterizada pela fissuração diagonal, conforme demonstram as imagens 25 e 26.



Figura 25 - Caracterização da ruína dos provetes prismático (a) e cúbico (b)

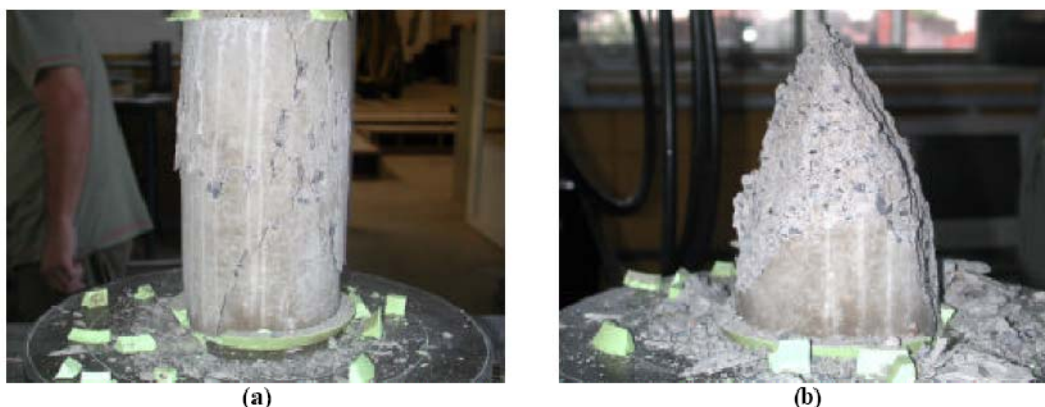


Figura 26 - ruína dos provetes cilíndricos após intensa fissuração (a) e colapso total (b)

Foram realizados posteriormente ensaios aos blocos isolados, para se obterem as suas propriedades mecânicas. Também foi utilizada uma deformação de  $25\mu\epsilon/s$ , para obter informação acerca da tensão de rotura, relativa à resistência à compressão e tracção. Para isso recorreu-se a um ensaio de compressão diametral, mas para blocos.

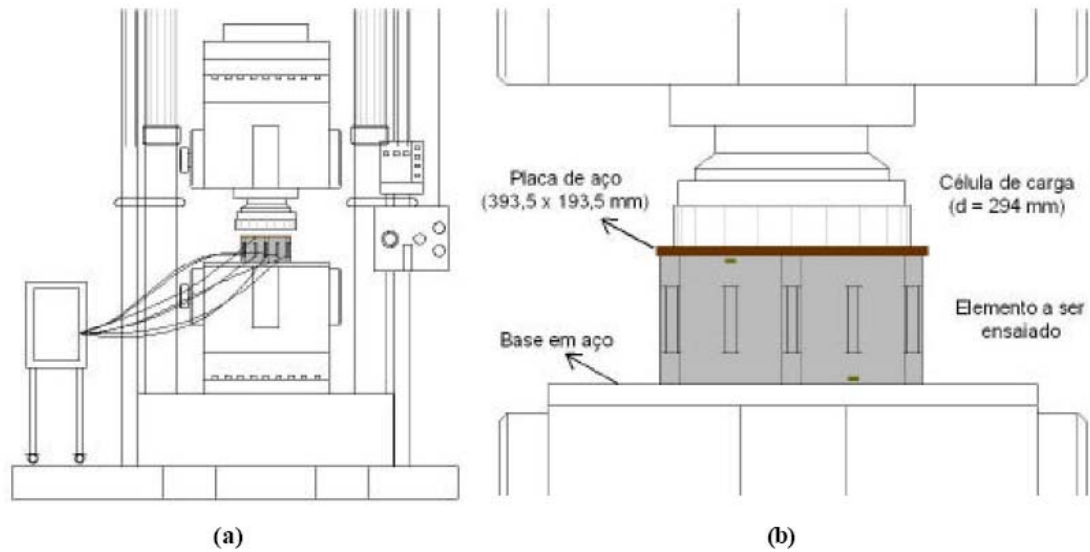


Figura 27 - Sistema de ensaio e de aquisição de dados (a). Detalhe do ensaio de blocos vazados de betão (b)

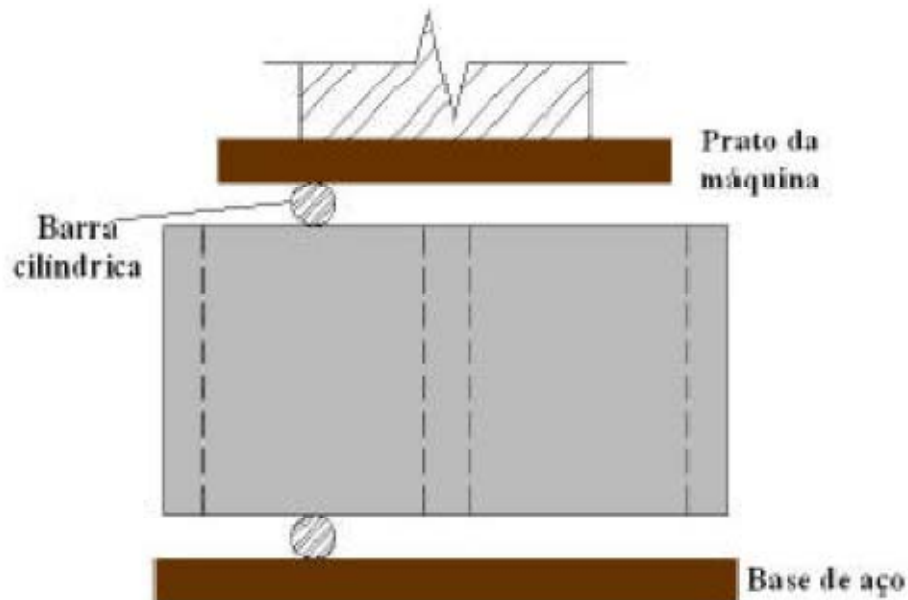


Figura 28 - esquema dos ensaios à tracção indirecta dos blocos vazados de betão

A expressão que permite determinar a tensão de rotura à tracção é igual à já anteriormente apresentada.

Após os ensaios, constatou-se que o comportamento à tracção era muito semelhante para todos os tipos de betão; os blocos com betão de resistência igual a 30 MPa quase não apresentam fissuração próximo da carga de rotura, e subitamente partem de uma forma muito violenta.

A fissuração iniciou-se em média quando 80% da carga máxima foi aplicada. As primeiras fissuras apresentam-se na parede longitudinal, e são horizontais, e posteriormente dá-se a rotura do bloco pelo corte diagonal.

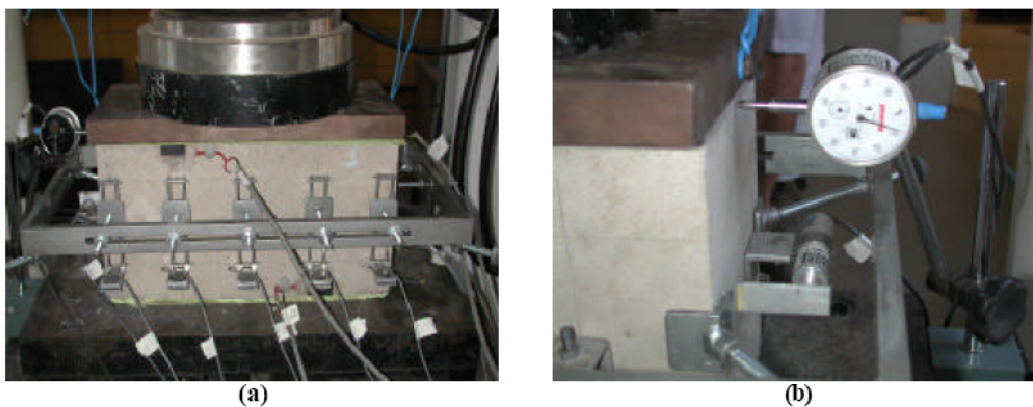


Figura 29 - Instrumentação utilizada nos ensaios de blocos isolados

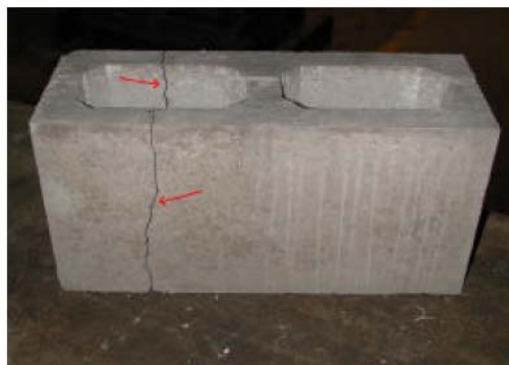


Figura 30 - configuração da ruína do bloco: fissuras inclinadas e destacamento do betão na parede longitudinal (a) e septo transversal após ruína (b)

Nos ensaios de tensão máxima de tracção, dá-se o súbito aparecimento de uma fissura na zona de aplicação da carga, e consequente propagação da fenda. Nos blocos com resistência de 30 Mpa deu-se a separação do bloco em duas partes.



Figura 31 - Ensaio à tracção indirecta do bloco vazado de betão



(a)



(b)

Figura 32 - Fissura interna na parede longitudinal (a) e separação do bloco abaixo da linha de aplicação da força

O autor também analisou prismas de 2 e 3 blocos, mas não serão mencionados, pois não foi utilizada argamassa, e desse modo os resultados não são relevantes para o objecto de estudo desta tese.

Nas tabelas seguintes os grupo 10, 20 e 30 referem-se a proves e blocos feitos em betão com resistência de 10, 20 e 30 MPa respectivamente.

Para os provetes cilíndricos com a altura de 20 cm determinaram-se os valores da resistência à compressão, e indirectamente à tracção apresentados na tabela 45 onde  $f_{cm}$  é a resistência à compressão, e  $f_{ct,sp}$  é a resistência à tracção.

Tabela 45 - Resistência à compressão e à tracção de provetes cilíndricos 10x20 cm

Série	Idade (dias)	Grupo	F <sub>cm</sub> (MPa)	F <sub>ct,sp</sub> (MPa)	F <sub>cp,sp</sub> /f <sub>cm</sub>
S1	18	10	12.3	1.2	0.10
		20	16.8	1.8	0.11
		30	37.1	2.8	0.08
S2	30	10	13.2	1.5	0.11
		20	18.1	1.8	0.10
		30	35.7	2.7	0.08
S3	66	30	30.9	2.7	0.09
S4	90	10	14.1	1.9	0.14
		20	20.6	2.2	0.11
		30	35.9	3.1	0.09

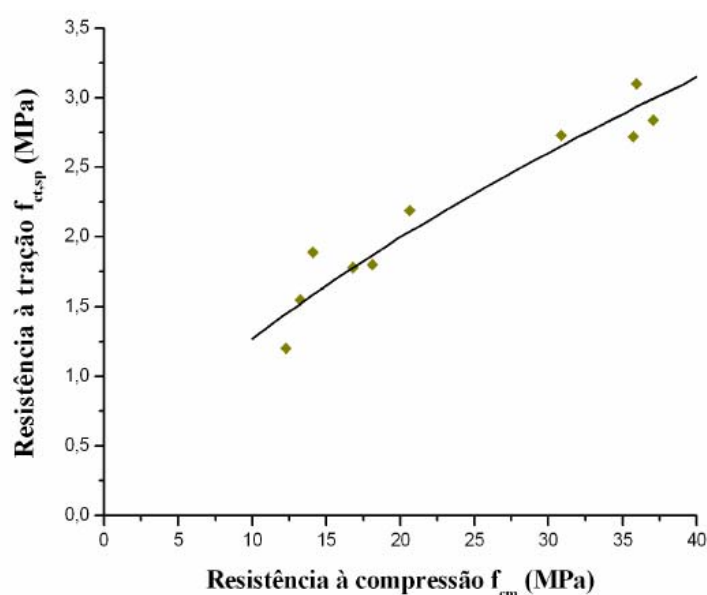


Gráfico 4 - Valores de resistência à tracção e à compressão obtidos em provetes cilíndricos

Através da análise dos resultados o autor obteve uma lei de aproximação para relacionar de uma forma aproximada a resistência à compressão com a resistência à tracção:

$$f_{ct,sp} = 0,28 f_{cm}^{0,66} \quad (4.1)$$

Para os blocos, o mesmo tipo de análise foi efectuada, apresentando-se os resultados nas tabelas 46, 47 e 48.



Tabela 46 - Resistência à compressão e à tracção dos blocos vazados de betão

Grupo	Idade (dias)	$F_{bm}^1$ (MPa)	$F_{bt,sp}^2$ (MPa)	$F_{bt,sp}/F_{bm}$
10	92	14.0	1.3	0.9
20	92	17.7	1.9	0.11
30	99	26.0	3.1	0.12

1 resistência média à compressão do bloco de betão relativamente à área líquida

2 resistência do bloco de betão à tracção indirecta

Nos blocos constatou-se que a idade influencia a resistência à tracção aumentando com o envelhecer do bloco, embora em proporções muito baixas, e estabilizando nos 12 %.

Quando comparados estes valores com os dos provetes, obtemos a seguinte tabela:

Tabela 47 - Resistência à compressão de provetes 10x20 cm e blocos

Grupo	$F_{cm}$ (MPa)	$F_{bm}$ (MPa)	$F_{bm}/F_{cm}$
10	14.1	14.0	0.99
	15.4	12.6	0.82
20	18.0	16.5	0.92
	20.6	17.7	0.86
30	30.9	26.0	0.84
	35.9	24.4	0.68

Tabela 48 - Resistência à tracção de provetes 10x20 cm e blocos

Grupo	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{bt,sp}$ (MPa)	$f_{bt}/f_{ct}$
10	1.9	1.3	0.68
20	2.2	1.9	0.86
30	2.7	3.1	1.15
	3.1	3.4	1.10

Os valores mostram que com o aumento da resistência do betão, a relação de resistência à compressão diminui e à tracção aumenta.

Quanto às propriedades mecânicas, serão apresentadas nas tabelas 49 a 54 com as propriedades obtidas para os vários provetes.

Tabela 49 - propriedades mecânicas dos provetes - grupo 10

Proвете	Resistência média $f_{cm}$ (MPa)	$F_{cm(15x30)} / F_{cm}$	Deformação na rotura ( $\mu$ )	Módulo de elasticidade $E_c$ (MPa)
15 x 30	15.4	1.00	3017	12958
10 x 20	17.3	0.89	2910	16199
5x10	19.9	0.77	2820	15849
Cubos 10 x 10	21.1	0.73	3760	17461
Prismáticos 3x6	22.1	0.70	2177	31380

$E_c$  Módulo de elasticidade do betão

Estes valores revelam que para a mesma geometria, quando mais baixo o provete maior é a resistência à compressão. Quanto aos cubos e prismas, estes possuem resistência mais elevada devido à relação entre dimensões.

As deformações na rotura são em média 3000 $\mu$ .

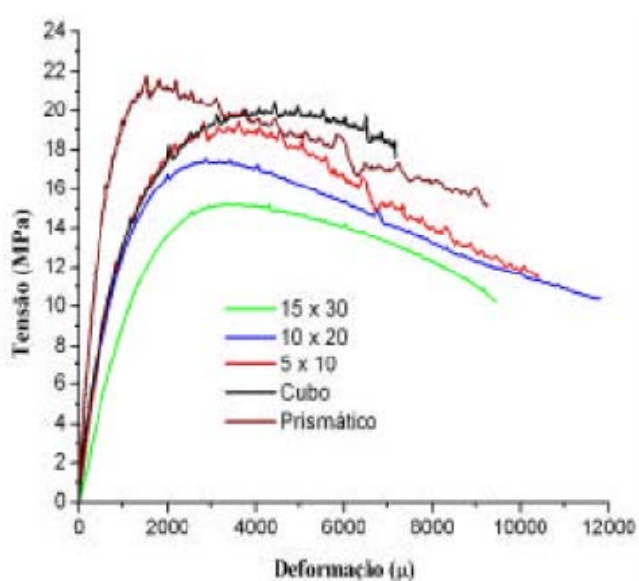


Gráfico 5 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 10

Os blocos foram instrumentados conforme a figura 33, obtendo-se as deformações pré rotura nos pontos assinalados.

Na tabela 50 apresentam-se os resultados para blocos do grupo 10.



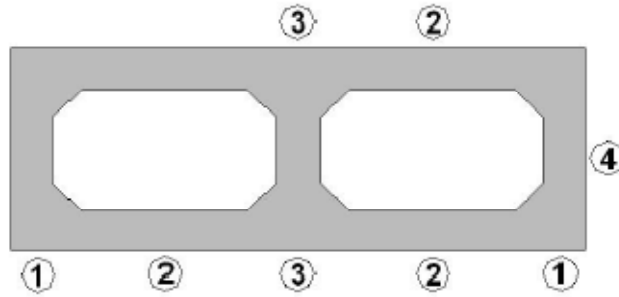


Figura 33 - Numeração correspondente à instrumentação utilizada nos ensaios com blocos

Tabela 50 - Propriedades mecânicas dos blocos de betão - grupo 10

Resistência média <sup>1</sup> $f_{bm}$ (MPa)	Pontos	Deformação ( $\mu$ )	
		Ruína	40% tensão máxima
16.8	1	1840	104
	2	6683	821
	3	7549	917
	4	2136	138

<sup>1</sup>Em relação à área líquida

<sup>2</sup>Valores de apenas um ensaio

Como previsto, os pontos 1 e 4 são os que apresentam menor deformação na tensão de rotura, e os pontos 2 e três são os de deformação mais elevada por estarem mais próximo do centro do bloco. O gráfico 6 mostra a relação tensão/deformação dos 4 pontos:

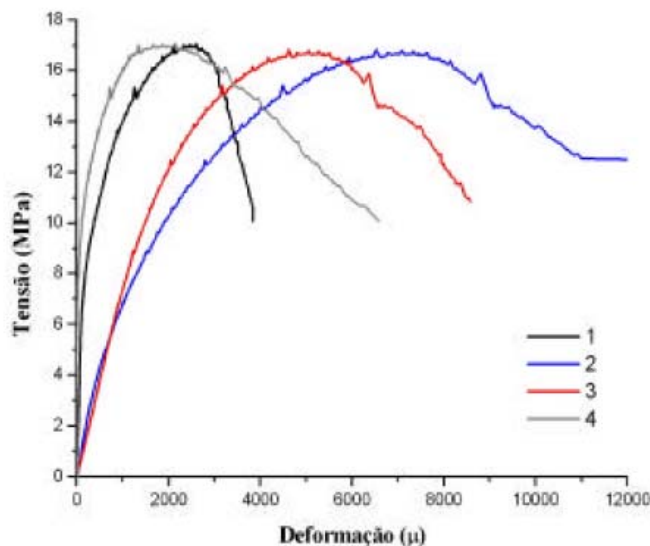


Gráfico 6 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 10

De realçar que os extensómetros são muito sensíveis ao surgimento de fissuras, e por isso estes valores não são exactos.

Os blocos feitos com betão de resistência de 20 Mpa e 30 MPa apresentam um comportamento em tudo semelhante à análise já executada, apenas com a diferença que para blocos do grupo 30 a rotura é dada de uma forma mais explosiva.

Para blocos e provetes de betão com resistência igual a 20 Mpa os resultados experimentais são apresentados na tabela 51.

Tabela 51 - Propriedades mecânicas dos provetes - grupo 20

Proвете	Resistência média $f_{cm}$ (MPa)	$F_{cm(15x30)} / F_{cm}$	Deformação na rotura ( $\mu$ )	Módulo de elasticidade $E_c$ (MPa)
15 x 30	18.6	1.00	3454	17076
10 x 20	20.4	0.91	2707	19407
5x10	22.3	0.83	2961	17458
Cubos 10 x 10	26.6	0.70	5117	33574
Prismáticos 3x6	24.6	0.76	1798	38182

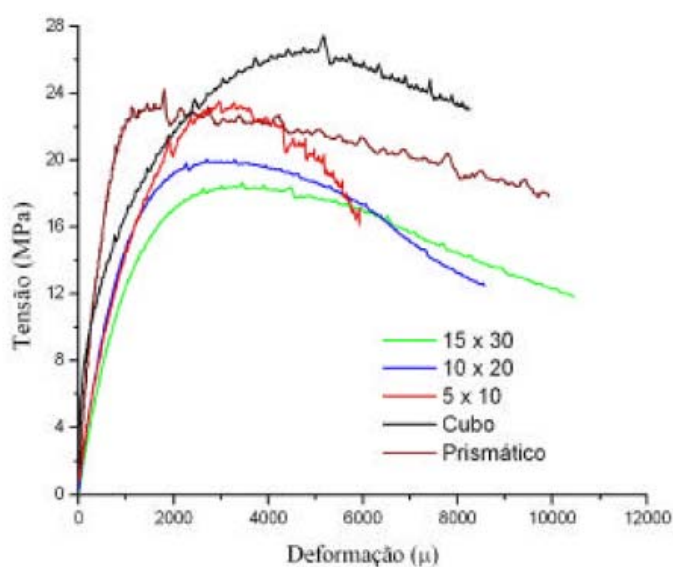


Gráfico 7 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 20

Tabela 52 - Propriedades mecânicas dos blocos de betão - grupo 20

Resistência média <sup>1</sup> $f_{bm}$ (MPa)	pontos	Deformação ( $\mu$ )	
		Ruína	40% tensão máxima
19.8	1	1801	118
	2	5889	834
	3	4511	1059
	4	1562	219

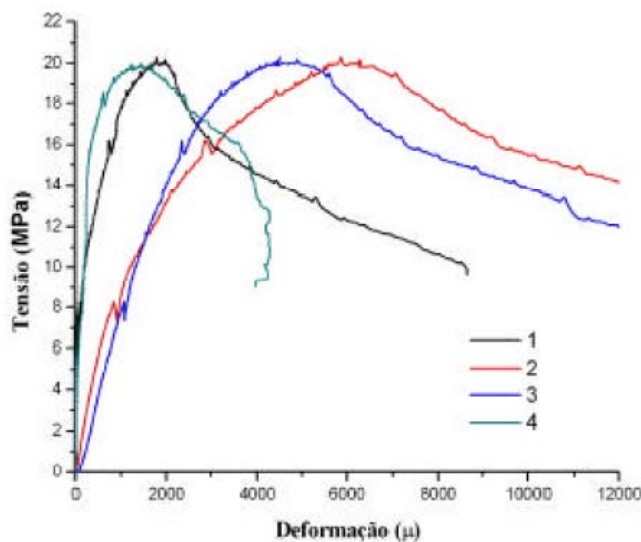


Gráfico 8 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 20

Com estes resultados vemos que no betão de resistência de 20 MPa a deformação de rotura é também aproximadamente de 3000 $\mu$ , e que a relação da altura dos provetes tem o mesmo tipo de influência na resistência média à compressão. A única diferença é que neste caso o ponto 2 possui maior deformação no momento pré rotura.

Para blocos e provetes de betão com resistência igual a 30 Mpa os resultados experimentais mostram que a rotura se dá forma explosiva.

Tabela 53 - Propriedades mecânicas dos provetes - grupo 30

Proвете	Resistência média $f_{cm}$ (MPa)	$F_{cm(15 \times 30)} / F_{cm}$	Deformação na rotura ( $\mu$ )	Módulo de elasticidade $E_c$ (MPa)
15 x 30	36.6	1.00	3546	19807
10 x 20	41.5	0.88	3061	25484
5x10	46.6	0.79	2715	23609
Cubos 10 x 10	52	0.70	4783	20518
Prismáticos 3x6	54.4	0.67	1896	32533

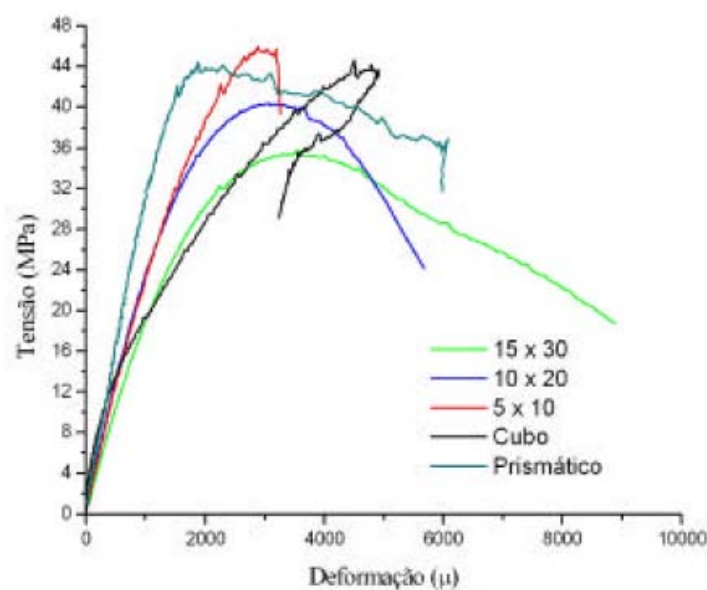


Gráfico 9 - Curvas de tensão vs deformação dos provetes de diferentes geometrias - grupo 30

Tabela 54 - mecânicas dos blocos de betão - grupo 30

Resistência média <sup>1</sup> $f_{bm}$ (MPa)	pontos	Deformação ( $\mu$ )	
		Ruína	40% tensão máxima
35.7	1	1408	173
	2	4227	1094
	3	3052	919
	4	340	187

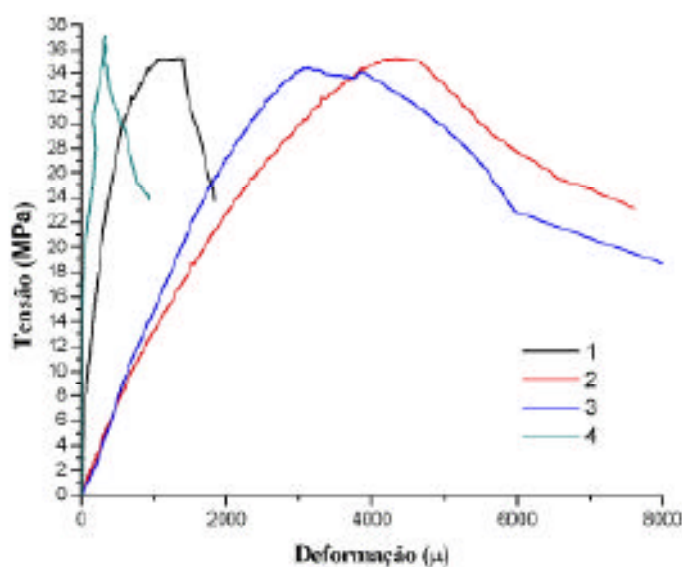


Gráfico 10 - Curvas de tensão vs deformação do bloco de betão - grupo 30

Quando se utiliza betão com resistência de 30 MPa verifica-se que nos provetes a deformação de rotura média é igual aos outros tipos de betão. No entanto no bloco a deformações são menores, devido ao módulo de Young mais elevado.

#### **4.1.4.Hipólito de Sousa**

Hipólito de Sousa realizou um estudo relacionado com a melhoria do comportamento térmico e mecânico de alvenarias por actuação na geometria dos elementos.

Os blocos de alvenaria são compostos por betão de argila expandida, que é considerado um betão leve.

A geometria dos blocos foi estudada de forma a tentar-se obter um bloco otimizado com vista ao comportamento térmico e mecânico.

Para a realização dos estudos, o autor recorreu ao método dos elementos finitos para simular o comportamento térmico, e posteriormente a ensaios de provetes numa câmara climática calibrada, com o objectivo de validar as simulações e verificar na prática todos os fenómenos e influência dos vários parâmetros.

O software utilizado foi o Cosmos, uma ferramenta que permite efectuar simulações pelo método dos elementos finitos.

Inicialmente o autor realizou várias simulações para geometrias teóricas por forma a verificar a importância de cada um dos parâmetros que condicionam o comportamento térmico das alvenarias.

As simulações foram executadas a partir de geometrias 2D com o objectivo de simplificar o cálculo.

Na análise térmica considerou-se a geometria do bloco, e que as paredes são rebocadas interior e exteriormente, com argamassa de 20 cm de espessura. As juntas são sempre consideradas e horizontais.

As condições de fronteira admitidas foram as seguintes:

- Temperatura interior imposta e estacionária – 20°C;
- Convecção e radiação na superfície interior do revestimento da parede –  $0.12\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{W}$ ;
- Temperatura exterior imposta e estacionária – 0°C;
- Coeficiente de convecção e radiação na superfície exterior do revestimento da parede –  $0.14\text{m}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{W}$ ;
- Limite vertical e horizontal da unidade elementar a estudar considerados como fronteiras adiabáticas.

Na simulação utilizaram-se elementos de placa 2D com 4 e 8 nós por elementos e 2 graus de liberdade por nó, sendo o elemento com geometria quadrangular. Também utilizados elementos de casca SHELL 3D, que corresponde a elementos triangulares de 3 nós com 6 graus de liberdade por nó.

Para a análise de sensibilidade, o autor admitiu um conjunto de geometrias que permitem individualizar a influência dos principais parâmetros de carácter geométrica que condicionam o desempenho térmico dos elementos de alvenaria. Todas as geometrias respeitam a dimensão de coordenação 500 mm x 290 mm x 200 mm, sendo as dimensões efectivas do elemento 490 mm x 250 mm x 190 mm, as juntas verticais de 10 mm e o reboco de 20 mm em ambas as faces.

Foram efectuadas simulações de 43 geometrias diferentes, em que a principal variação foi feita ao nível da geometria dos alvéolos e percentagem de furação. Todos os alvéolos possuem geometria rectangular.

O conjunto de atributos considerados relevantes em termos de características geométricas dos alvéolos para alvenaria é o seguinte:

- Orientação preferencial da furação – orientação da furação pode ser paralela ou perpendicular ao sentido do fluxo;
- Número de fiadas de alvéolos paralelas ou perpendiculares ao fluxo;
- Posição relativa dos alvéolos – os alvéolos podem encontrar-se alinhados ou desalinhados em fiadas sucessivas;
- Percentagem de furação.

Nas simulações foram também considerados os seguintes parâmetros:

- Condutibilidades térmicas dos materiais constituintes do elemento, das juntas e do reboco;
- Preenchimento ou não das juntas verticais;
- Existência ou não de juntas descontínuas;
- Realização de juntas horizontais delgadas, por recurso a argamassa cola (3 mm espessura);
- Emissividade na superfície dos alvéolos;
- Preenchimento total dos alvéolos com isolante térmico.

Para analisar a influência das juntas horizontais foram realizadas análises 3D para alguns casos.

Após a execução de várias simulações em que se variaram todos estes parâmetros, o autor refere a seguintes conclusões relativamente a cada um dos parâmetros já referidos.

#### **Percentagem de furação**

Na análise da influencia da percentagem de furação, o autor efectuou varias simulações para várias geometrias, com dois tipos de betão, com condutibilidade térmica igual a 1.4 e 0.4 W/(m°C).

De uma forma global ficou concluído que para todos os blocos a percentagem de furação que minimiza a transmissão térmica (U) situa-se ordem dos 30% a 40%. Valores fora desta amplitude de resultados aumentam drasticamente o coeficiente de condutibilidade térmica.

#### **Número de fiadas de alvéolos paralelas ao sentido do fluxo**

Este parâmetro provou ser muito pouco influência no comportamento térmico do bloco. O efeito do aumento no número de fiadas é praticamente nulo, e apenas é considerado relevante quando se compara um bloco maciço com um bloco de uma ou mais fiadas.

#### **Número de fiadas de alvéolos perpendiculares ao sentido do fluxo**

A influência do número de fiadas de alvéolos perpendiculares ao sentido do fluxo no comportamento térmico é bastante elevada. No entanto esta dependência depende também da condutibilidade térmica do betão do bloco. Isto porque o aumento de fiadas induz à criação de espaços de ar cada vez mais pequenos, e com condutibilidades térmicas menores. Apenas quando a condutibilidade dos alvéolos é menor que a do betão é que compensa aumentar o número de fiadas.

Concluiu-se que para os blocos de betão com condutibilidade térmica de 1.4 W/(m°C) o aumento do número de fiadas reduz o coeficiente de condutibilidade térmica. Se a

condutibilidade térmica do betão for igual a  $0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a redução apenas é notada a partir de 3 ou 4 fiadas de alvéolos. Só com essas medidas é que a condutibilidade dos alvéolos se torna inferior à do betão, e por consequência o coeficiente de transmissão térmica do bloco diminui.

### **Posição relativa dos alvéolos**

Considerou-se na simulação numérica de blocos com várias fiadas de alvéolos perpendiculares ao sentido do fluxo, alinhados ou não.

Constatou-se o facto de as fiadas estarem desalinhadas melhora pouco o comportamento térmico da alvenaria, o que indica que não é um ponto a ter em grande consideração quando do desenvolvimento de um bloco com boas características térmicas.

### **Alvéolos de configuração não rectangular**

No estudo, o autor apenas utilizou uma configuração em losango para verificar este parâmetro. Simulando blocos com a mesma percentagem de furação, conclui-se que no caso de o betão ser bom condutor térmico a configuração em losango minimiza a perdas de calor.

### **Influência de juntas verticais**

O estudo englobou a comparação de simulações sem consideração de juntas horizontais, e incluindo a influencia das juntas verticais. Após efectuadas as simulações constatou-se que as juntas se comportam como pontes térmicas, e que produzem os seguintes efeitos:

- Para blocos em que o betão tem condutibilidade térmica igual a  $0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  o coeficiente de condutibilidade térmica sofreu um agravamento em média de 12.5%;
- Se a condutibilidade térmica for igual a  $1.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  o coeficiente de condutibilidade térmica sofreu um agravamento em média de 9%.

Estes valores são considerados previsíveis, pois a condutibilidade da argamassa é mais semelhante à do betão com maior condutibilidade, e por consequência o agravamento é menor.

### **Condutibilidade térmica dos constituintes**

Ficou comprovado que a diminuição da condutibilidade térmica dos blocos possui bastante influência no coeficiente de transmissão térmica da alvenaria. Uma das formas mais eficientes de minorizar o valor de  $U$  consiste na redução da condutibilidade térmica do bloco.

Na análise da influencia da condutividade térmica das juntas, efectuaram-se simulações considerando coeficientes de condutibilidade térmica da argamassa de junta iguais a  $1.15 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  e  $0.7 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  e obteve-se os seguintes resultados:

- Considerando o betão com  $\lambda = 0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação de um tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 2.5% do valor de  $U$ ;
- Considerando o betão com  $\lambda = 1.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação de um tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 10% do valor de  $U$ .

### **Reboco**

A substituição da argamassa do reboco com  $\lambda = 1.15 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  por outra com  $\lambda = 0.7 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  teve as seguintes consequências:

- Considerando o betão com  $\lambda = 0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação do tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 2% do valor de U;
- Considerando o betão com  $\lambda = 1.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação do tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 5% do valor de U;

Isto prova que a influência do tipo de reboco é inferior à do tipo de argamassa de junta. Isto acontece porque o reboco apenas tem influência na zona inicial e final do trajecto do fluxo de calor, e as juntas horizontais estão presentes em todo o percurso.

### **Preenchimento das juntas verticais**

O autor apenas realizou simulações nos blocos com o coeficiente de condutibilidade do betão  $\lambda = 0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  e constatou que a influencia da existência de juntas verticais preenchidas é considerada nula. Isto porque as dimensões das juntas verticais levam a que o coeficiente de condutibilidade do alvéolo vertical se aproxime bastante do da argamassa.

### **Existência de juntas descontinuas**

A aplicação de descontinuidades nas juntas horizontais, criando assim juntas permitiu obter as conclusões.

- Para  $\lambda = 0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação de um tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 3.5% do valor de U;
- Para  $\lambda = 1.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$  a variação de um tipo de argamassa para a de menor condutibilidade resultou numa redução de 9% do valor de U;

Pode-se concluir que esta técnica tem alguma influência no comportamento térmico.

### **Juntas horizontais delgadas**

A adopção de juntas horizontais, denominadas “juntas coladas” de 3 mm reduz a influência da ponte térmica induzida pela própria junta. Esta variação traduz-se na redução do valor de U ate 15% comparativamente a uma solução com recurso a juntas tradicionais.

### **Emissividade das superfícies dos alvéolos**

Foram analisadas em três geometrias a influência da emissividade da superfície dos alvéolos considerando a condutibilidade do betão igual a  $\lambda = 0.4 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$ , e verificou-se obtendo-se uma redução do valor de U até 18.5%, o que comprova que este é também um parâmetro muito importante a ter em consideração.

### **Preenchimento total dos alvéolos com isolante térmico**

O autor analisou 4 geometrias com preenchimento total dos alvéolos com um isolante térmico com  $\lambda = 0.04 \text{ W/(m}^\circ\text{C)}$

Verificou-se que a sua influência é variável consoante a geometria dos alvéolos, mas que para geometrias com alvéolos de grandes dimensões e com grandes condutibilidades térmicas equivalentes o valor de U pode ser reduzido em cerca de 40%.



## Capítulo 5 – Bloco de estudo

---

### **5.1. Introdução**

As paredes de edifícios, particularmente as exteriores, têm um peso económico relevante no custo final da construção e condicionam o desempenho dos edifícios. A importância das exigências de conforto térmico nos edifícios tem crescido significativamente em Portugal nos últimos tempos. No entanto, o aparecimento destas exigências e a sua tradução em novos pormenores e práticas construtivas, com frequência insuficientemente compatibilizadas, deu origem a novos problemas na construção, de que se pode citar apenas como exemplo, o caso da incorrecta resolução das pontes térmicas. Para além disto, com frequência a escolha de isolantes térmicos é pouco ponderada e a sua colocação incorrecta, fazendo com que o retorno deste acréscimo de custo seja em muitos casos quase nulo. Por último, alguns dos isolantes térmicos correntemente usados são em termos ambientais pouco recomendáveis.

Em Portugal, as paredes exteriores predominantes em edifícios são ainda duplas com isolamento térmico na caixa-de-ar. As paredes em pano simples, em regra realizadas com blocos de betão de argila expandida, ou com blocos de argila alveolada cujo emprego se está a iniciar entre nós, são relativamente pouco utilizadas. Estes materiais apresentam em geral espessuras superiores às dos blocos cerâmicos nacionais tradicionais. Na prática nacional, quer as paredes duplas, quer as simples, são geralmente revestidas com rebocos.

Os agregados leves normalmente empregues nos blocos de betão leve comercializados no nosso país são grânulos de argila expandida, produto conhecido no mercado como leca (Light Expanded Clay Aggregate). Nos Açores, devido à ocorrência de agregados leves naturais (bagacina), este material é, por vezes, empregue no fabrico deste tipo de blocos.

Hoje em dia as fábricas produzem vários tipos de blocos permitindo obter desempenhos térmicos diferenciados. É também possível fazer variar a resistência mecânica actuando na massa volumica do betão e na quantidade de cimento, bem como produzir blocos com texturas mais fechadas para aplicação à vista. Esta aplicação está no entanto condicionada face a um pior comportamento em termos de estanquidade à água da chuva. Face ao exposto justifica-se pois um estudo suficientemente suportado das possibilidades de melhor adequar as características dos materiais para alvenaria às expectativas que na actualidade se podem associar a este tipo de produtos.

### **5.2 Comportamento térmico**

A característica térmica mais representativa para uma análise comparada do desempenho térmico das paredes exteriores parece ser o coeficiente de transmissão térmica, que é aliás a grandeza de referência adoptada no actual Regulamento [28].

Na análise efectuada visando o estudo do desempenho térmico de blocos para paredes exteriores de edifícios utilizou-se o método dos elementos finitos. Efectuou-se uma análise tridimensional em regime estacionário considerando-se os fenómenos de transmissão de calor por condução, convecção e radiação nos alvéolos sendo a determinação da resistência térmica e da condutibilidade térmica equivalente feita de acordo com referências normativas. Para a

simulação numérica do processo de transferência de calor recorreu-se ao Programa Comercial ABAQUS.

Este estudo é feito de acordo com as exigências normativas aplicáveis, tendo em conta as restrições de ordem tecnológica associadas ao processo produtivo dos referidos elementos e à realização e comportamento das paredes.

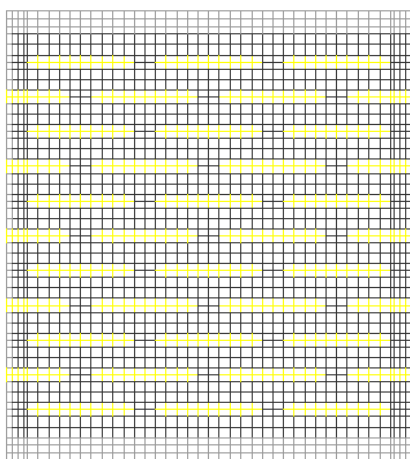
### **5.3. Obtenção da geometria do bloco**

Face às exigências térmicas actuais, foi desenvolvido no âmbito do projecto OTMAPS um algoritmo de optimização para determinar a topologia óptima do bloco de alvenaria que minimiza o coeficiente de transmissão térmica da parede.

A optimização foi efectuada em função das restrições impostas para a geometria dos alvéolos e dos septos, sendo as dimensões nominais do bloco pré determinadas e iguais a 350mm por 350 mm por 190 mm.

Outro factor a ter em conta é a condutibilidade térmica do betão, assim como da argamassa e rebocos interior e exterior.

A solução obtida está representada na figura 34.



**Figura 34 - Topologia da solução óptima**

A percentagem de furação é de aproximadamente 30% conforme apresentado no estudo de Hipólito de Sousa, e verifica-se a existência de 11 fiadas de alvéolos perpendiculares ao sentido do fluxo, e não alinhadas.

#### **5.4.1. Complemento da optimização do bloco**

O estudo de optimização foi completado com a introdução de algumas alterações na topologia do bloco óptimo. Estas alterações devem-se a exigências de ordem tecnológica, nomeadamente a facilidade de manuseamento dos blocos que foi melhorada com a introdução de dois vazios de grandes dimensões representados na figura 35, a introdução de reentrâncias para preenchimento parcial de juntas verticais com argamassa tendo em conta melhorar o comportamento às acções horizontais e a existência de um encaixe central que facilita a colocação em obra.

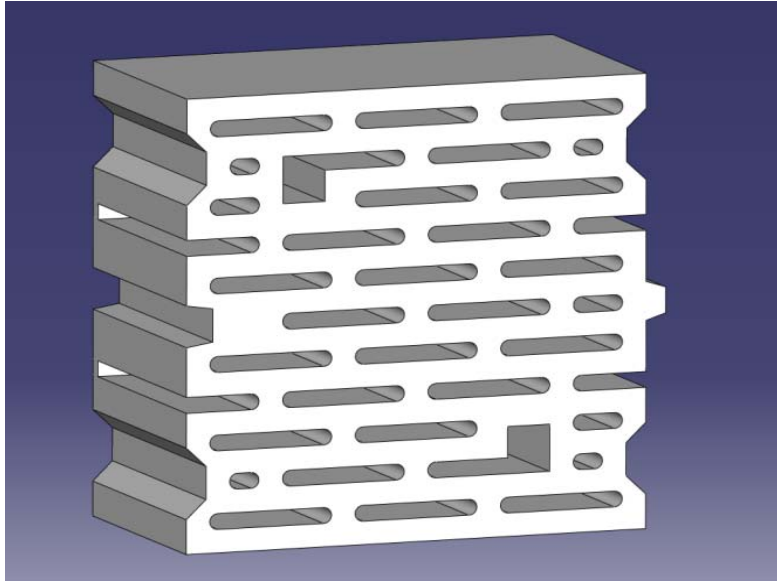


Figura 35 - Geometria final do bloco

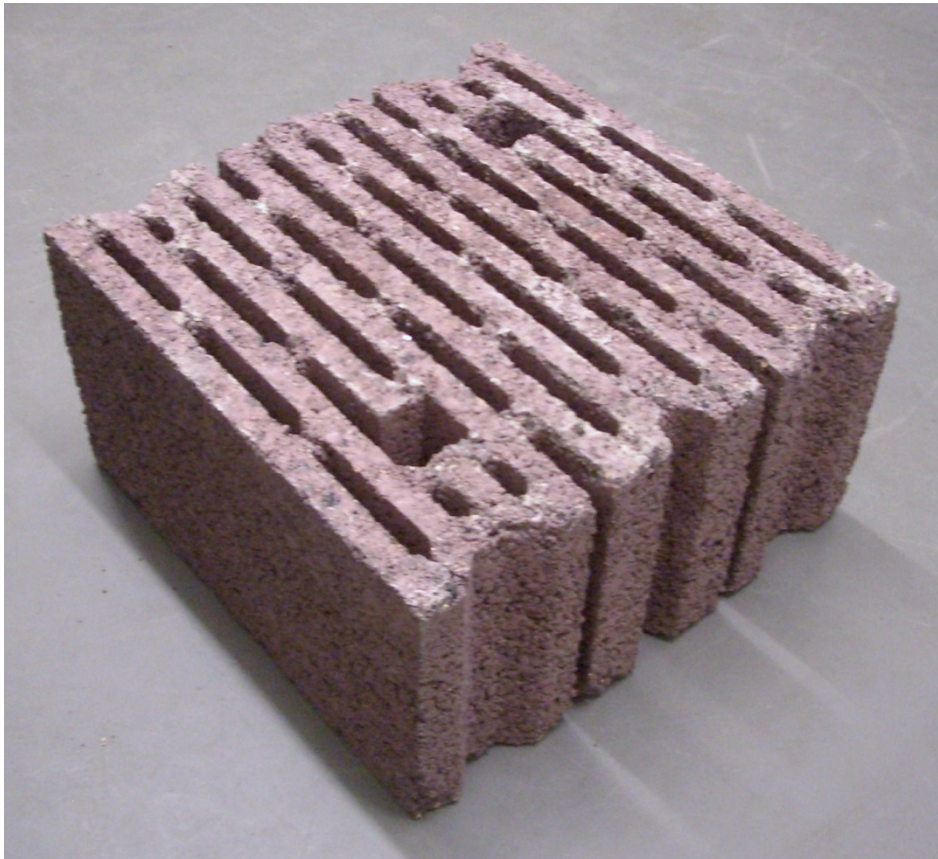


Figura 36 - Bloco térmico

Esta geometria foi considerada a mais equilibrada, e será a que será estudada tanto a nível térmico como a nível mecânico.

## **5.5. Obtenção das características térmicas e mecânicas do bloco**

### **5.5.1 Condutibilidade térmica**

Conforme referido no ponto 5.3, um dos parâmetros mais influentes no comportamento térmico das paredes de alvenaria é a condutibilidade térmica do material das unidades, neste caso o betão de agregados leves de argila expandida do bloco. Este parâmetro aumenta em função do aumento da massa volúmica do betão utilizado no bloco. Assim, quanto mais elevado for o valor da massa volúmica assumida para o betão, maior será o valor da condutibilidade térmica e, conseqüentemente, menor será resistência térmica da parede, ou seja verifica-se um aumento do coeficiente de transmissão térmica da parede (U).

A norma NP EN 1745 [45] apresenta valores tabelados para a condutibilidade térmica em função da massa volúmica dos materiais. No entanto, os valores tabelados são relativos aos materiais no estado seco a uma temperatura de 10 °C, cujo valor deve ser afectado de um coeficiente de correcção relativo à humidade, que pode ser deduzido a partir de ensaios, realizados com diferentes teores de humidade. Este factor de correcção penaliza a resistência térmica da parede.

Com base nesta norma, a condutibilidade térmica do betão de argila expandida para uma massa volúmica de 1100 kg/m<sup>3</sup> no estado seco é de 0,36 W/(m.°C) para um percentil de 90% (intervalo de confiança estabelecido na NP EN 1745). Como neste trabalho não é possível a realização de ensaios em laboratório para a determinação dos coeficientes reais de correcção da humidade, considerou-se, de acordo com a norma, um coeficiente de correcção de 6%. Isto significa que a resistência térmica (ou a condutibilidade térmica equivalente) da alvenaria varia 6% para uma variação de 1% do teor de humidade em volume.

Assim, com base nesta correcção e conforme assumido nos cálculos anteriores, a condutibilidade térmica calculada do betão de argila expandida dos blocos é de 0,38 W/(m.°C).

Se considerarmos uma massa volúmica de 1050 kg/m<sup>3</sup>, a condutibilidade térmica seca é de 0,34 W/(m.°C) e de 0,36 W/(m.°C) com a mesma correcção prevista na norma NP EN 1745. Naturalmente, a adopção deste valor nos cálculos conduziria a um valor (U) da parede ainda mais baixo.

No entanto, se considerarmos os valores já corrigidos para a condutibilidade térmica do betão de argila expandida estabelecidos no ITE 50 [56] para uma massa volúmica de 1050 kg/m<sup>3</sup>, determina-se um valor da condutibilidade térmica de 0,385 W/(m.°C).

Assim, como medida conservativa, manteve-se o valor da condutibilidade térmica de 0,38 W/(m.°C) assumida nos cálculos anteriores, mas agora para uma massa volúmica seca de 1050 kg/m<sup>3</sup>.

### **5.5.2. Propriedades mecânicas**

Uma das características mais importantes no estudo da resistência mecânica das paredes de alvenaria é a obtenção das propriedades mecânicas dos blocos. Como já foi referido no capítulo 4, a argamassa pouca importância tem na análise do comportamento mecânico das paredes de alvenaria.



Desta forma foram realizados vários ensaios experimentais com provetes de betão leve com grânulos de argila expandida, de forma à obtenção das características mecânicas

Realizaram-se seis ensaios para o estudo do betão à compressão. Os provetes são cúbicos com aproximadamente 20x20x20 mm cada um. As dimensões são reduzidas com o objectivo de minimizar o efeito de atrito da prensa.

O ensaio foi executado a uma velocidade de 1mm/s, registando-se os valores do deslocamento da prensa e da força aplicada pela mesma.

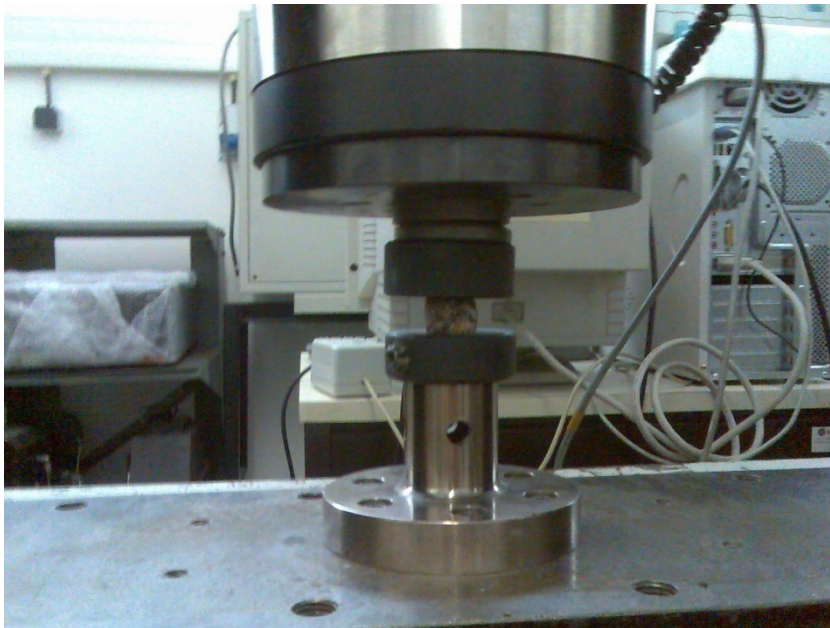


Figura 37 - Ensaio à compressão do provete cúbico



Figura 38 - Proвете destruído após ensaio

Para cada um dos provetes obtiveram-se os seguintes gráficos11 a 16 que representam a relação tensão vs deformação. A tabela 55 apresenta o resumo dos resultados obtidos.

### Provete nº 1

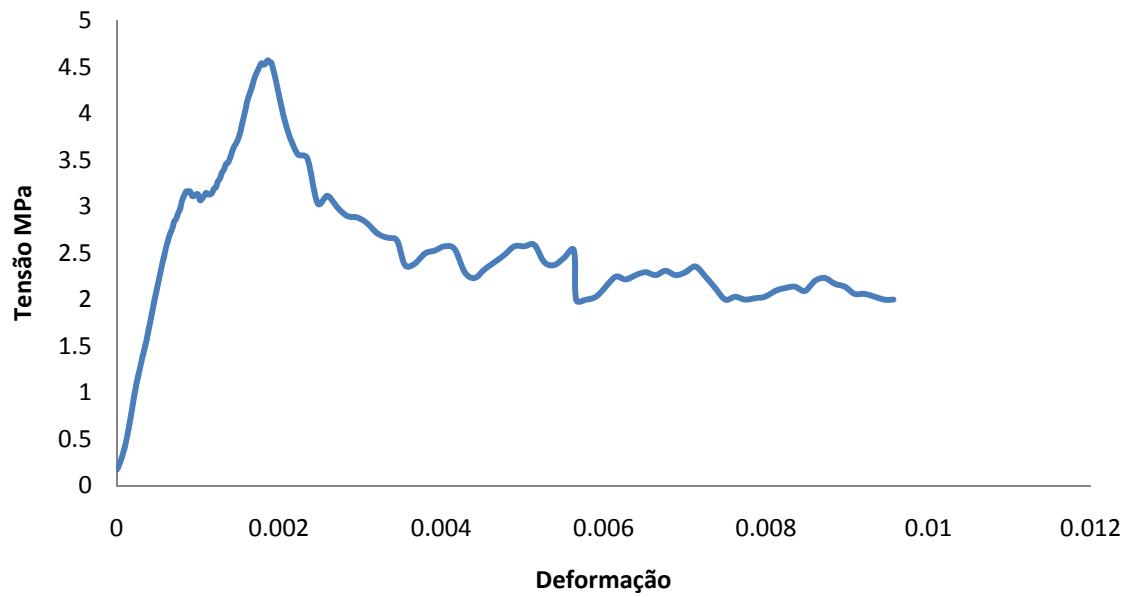


Gráfico 11 - Tensão deformação provete nº 1

### Provete nº 2

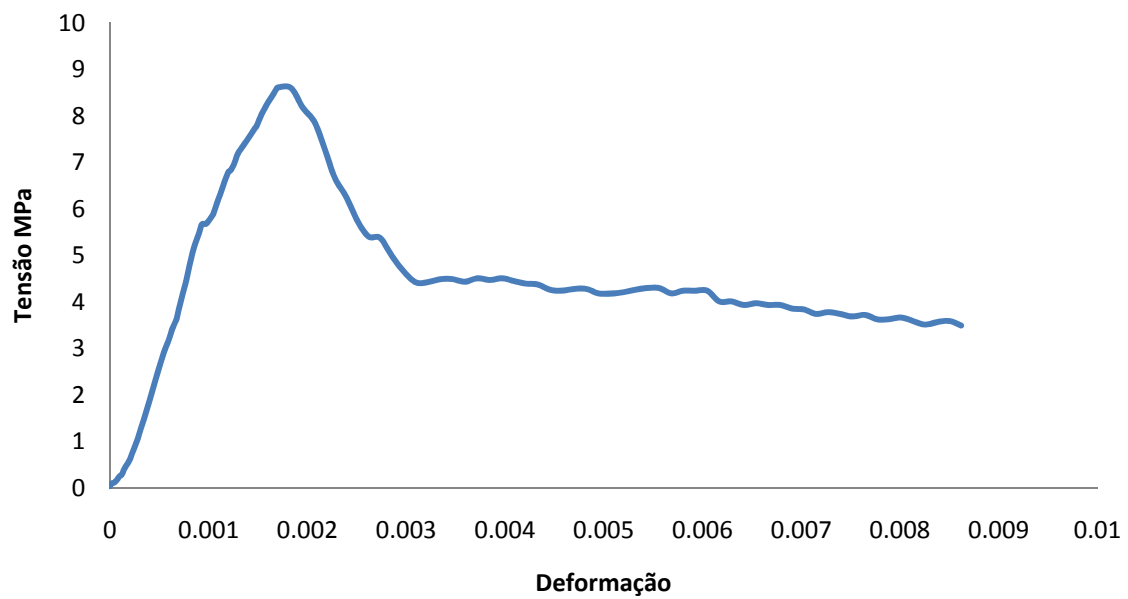


Gráfico 12 - Tensão deformação provete nº 2

### Provete nº 3

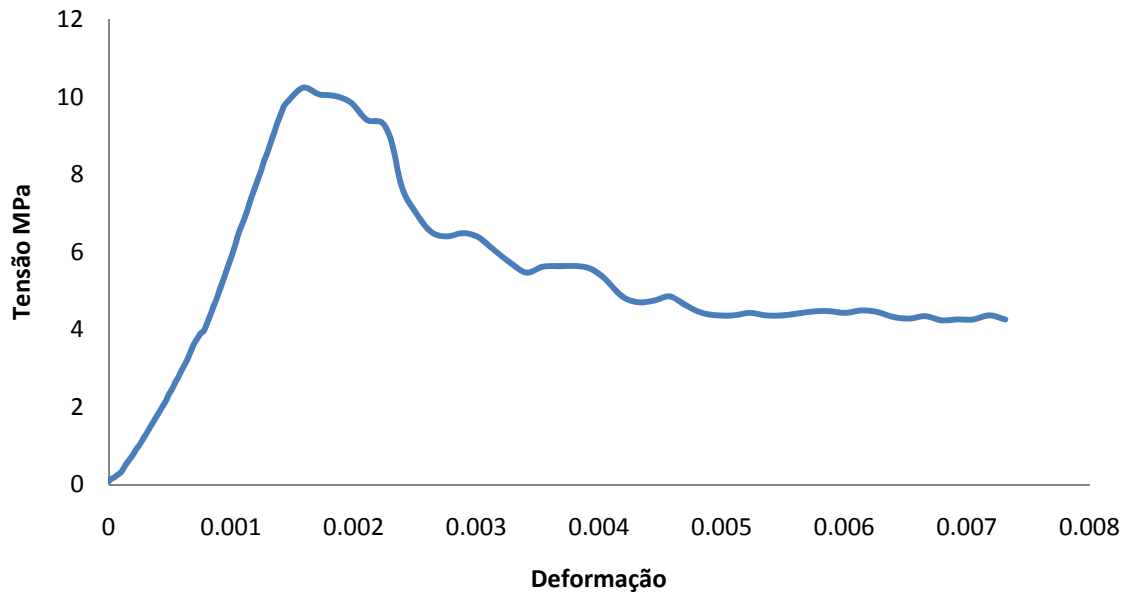


Gráfico 13 - Tensão deformação provete nº 3

### Provete nº 4

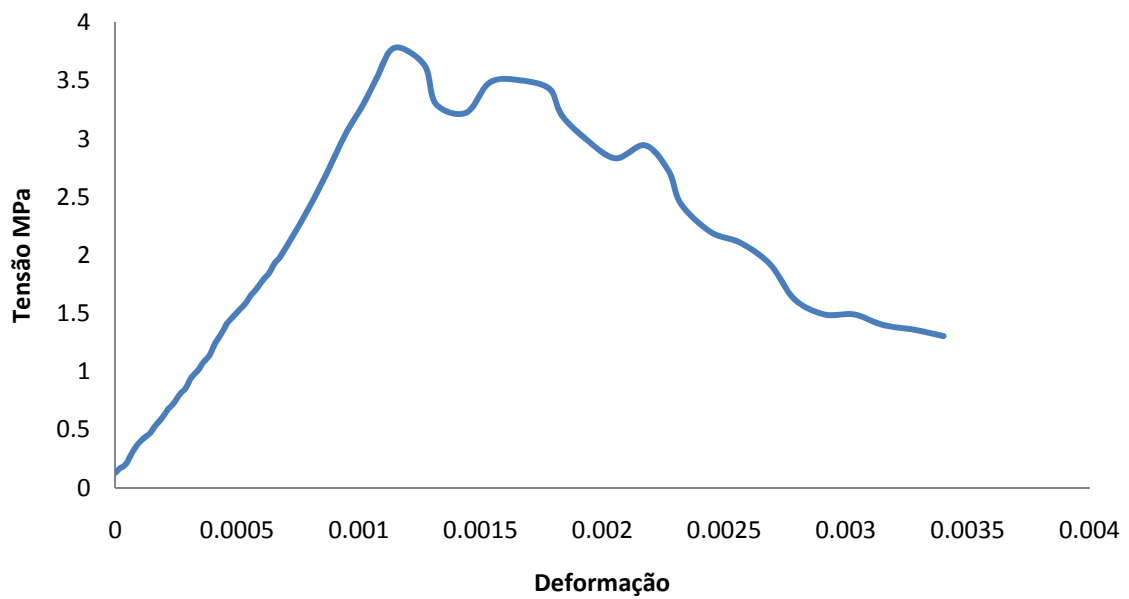


Gráfico 14 - Tensão deformação provete nº 4

### Provete nº 5

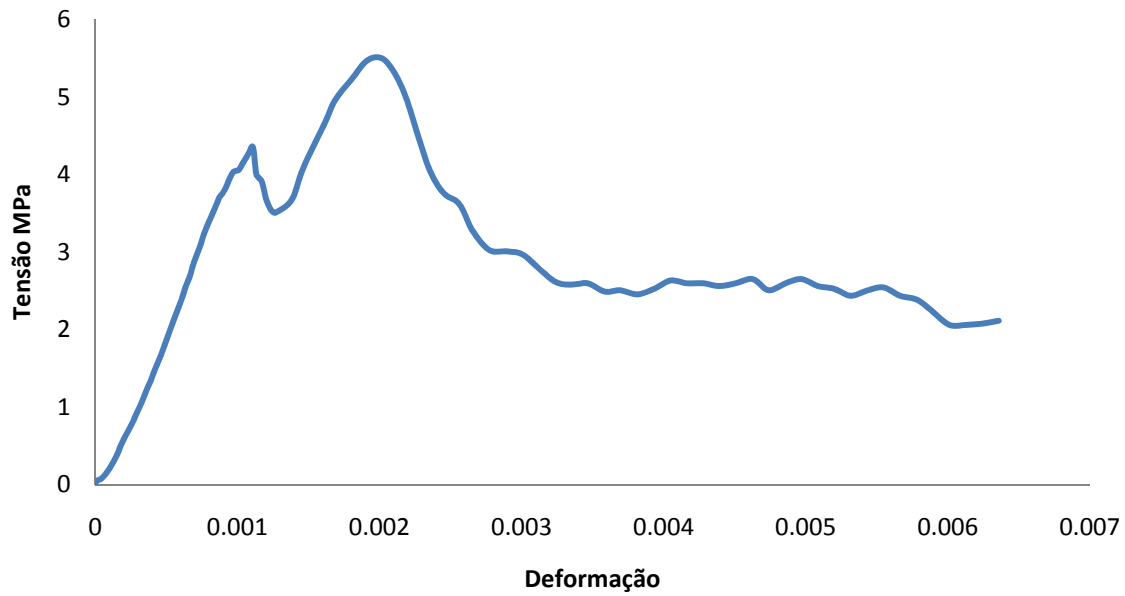


Gráfico 15 - Tensão deformação provete nº 5

### Provete nº 6

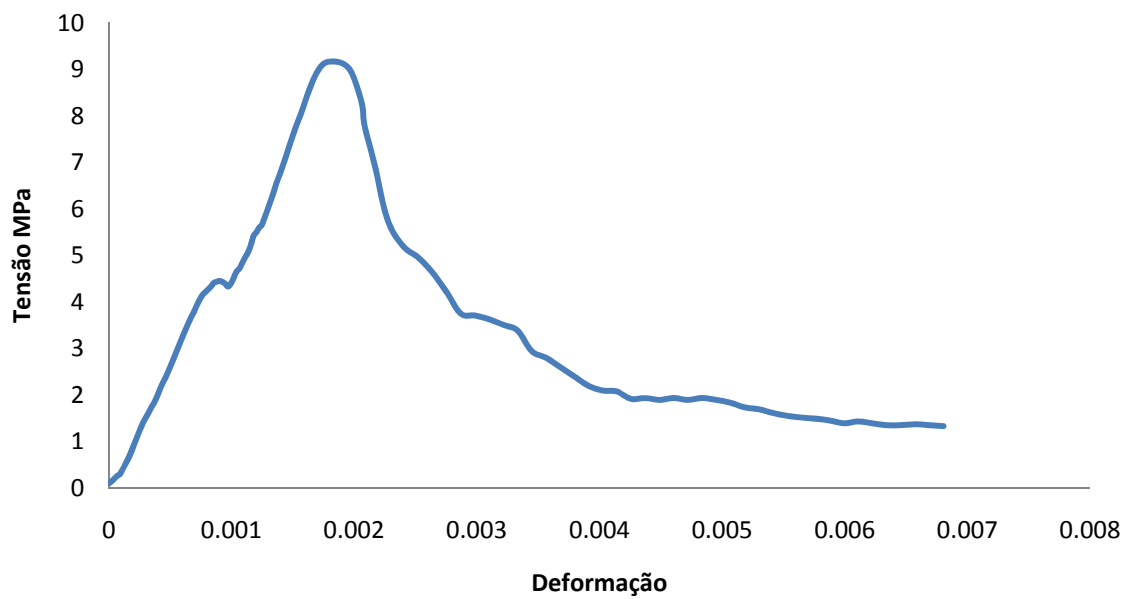


Gráfico 16 - Tensão deformação provete nº 6



Tabela 55 - Características mecânicas do betão utilizado no fabrico dos blocos de alvenaria

Provete nº	Força máxima aplicada KN	Deslocamento máx. mm	Tensão Max MPa	Deformação máx. %	Força de cedência KN	Deslocamento de cedência mm	Tensão de cedência MPa	Deformação %	Módulo de Young MPa
1	2.376	0.032	4.570	0.185	1.643	0.015	3.160	0.085	3777
2	3.617	0.029	8.612	0.171	2.385	0.016	5.678	0.095	5280
3	3.891	0.025	10.24	0.158	3.086	0.020	8.120	0.124	4850
4	1.635	0.019	3.786	0.115	1.321	0.016	3.058	0.095	2753
5	2.465	0.035	5.478	0.192	1.668	0.016	3.706	0.087	4148
6	3.666	0.033	9.164	0.185	1.660	0.014	4.149	0.076	4855
Média	2.942	0.029	6.975	0.164	1.960	0.016	4.148	0.094	4277

Os valores obtidos experimentalmente para a força máxima apresentam discrepâncias. Este erro foi causado pela reduzida dimensão dos provetes. Por esta razão adoptou-se para o módulo de Young o valor fornecido pela empresa MAXIT.

As restantes propriedades mecânicas adoptadas correspondem aos valores médios obtidos na caracterização experimental do betão desprezando os valores correspondentes aos provetes 3 e 4. Considerou-se que a tensão de cedência à tracção seria ligeiramente superior a 10% do valor à compressão, ou seja, 0.5 MPa.



## Capítulo 6 – Descrição matemática

---

### **6.1. Métodos dos elementos finitos**

Hoje em dia o método dos elementos finitos é uma realidade cada vez mais presente na análise de situações de engenharia em geral. A sua aplicação em fenómenos cuja solução analítica é praticamente impossível de obter, permite resolver problemas das mais diversas áreas, desde a mecânica dos sólidos, aos problemas de térmica e acústica, etc.

Após o aparecimento dos computadores, este método sofreu uma grande evolução, pois passou a ser possível resolver problemas de grande complexidade de uma forma cómoda e eficiente, cujos resultados eram bastante satisfatórios.

O método dos elementos finitos é um método de obtenção de soluções aproximadas das equações diferenciais que resultam da análise de diversos fenómenos físicos que ocorrem em meios contínuos.

A principal ideia deste método consiste em se dividir um domínio em sub-regiões (elementos finitos) de geometria simples. Desta forma estuda-se um problema de geometria complexa, dividindo a geometria em partes de resolução muito fácil.

De forma a se efectuar a assemblagem, são criados pontos em cada elemento, também comuns aos elementos vizinhos. A esses pontos dá-se o nome de nós. Ao conjunto de elementos e nós dá-se o nome de elementos finitos.

Chama-se discretização de um meio contínuo à divisão em  $N$  elementos com conectividade adequada (compatibilidade). O conjunto de elementos forma o domínio total do problema sem sobreposições, o que assegura a compatibilidade.

Na figura 39 apresenta-se várias geometrias de elementos para a discretização do meio contínuo mostra.

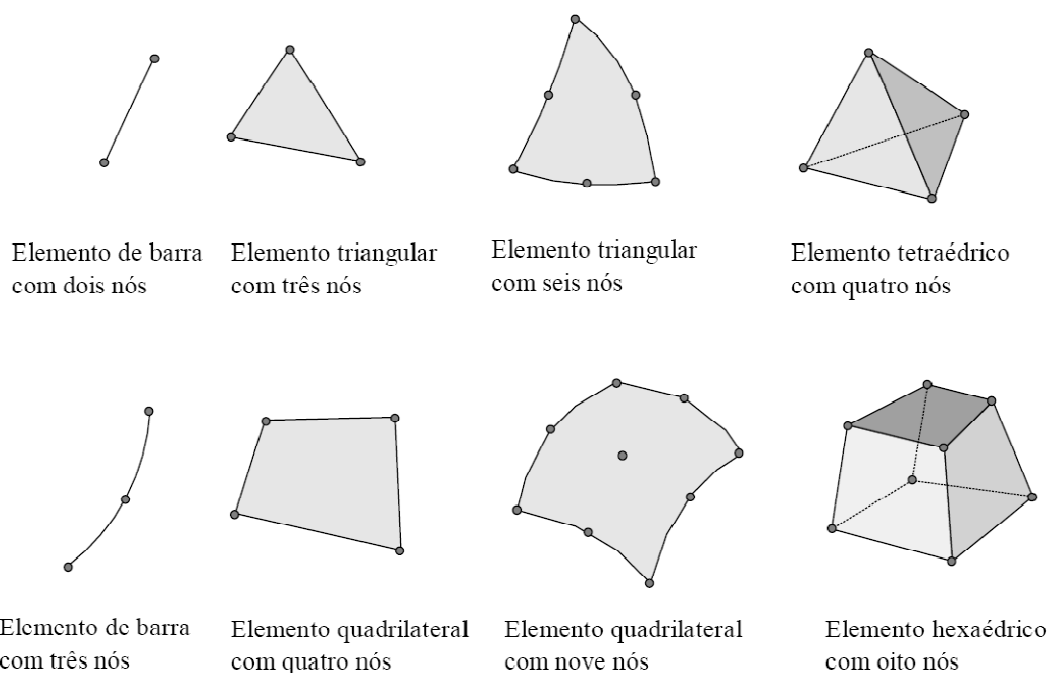


Figura 39 - diferentes tipos de elementos finitos

Geralmente com malhas mais refinadas são obtidos melhores resultados, devendo o refinamento ser efectuado em zonas onde exista um gradiente elevado de uma das grandezas analisadas.

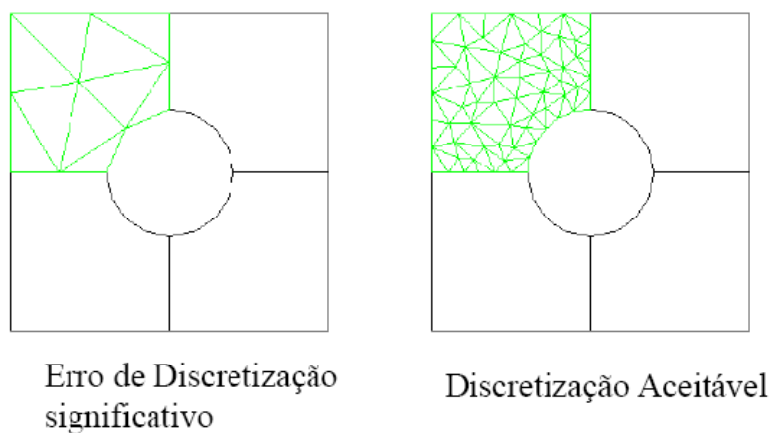


Figura 40 - Discretização de uma geometria com diferentes graus de refinamento

### 6.1.1. Definição de grau de liberdade

Para além do conceito de elemento finito, ou nó, outro conceito muito importante é o de grau de liberdade. A ideia do grau de liberdade tem por base a ideia do movimento de partículas em problemas mecânicos, onde se considera que:

- Um ponto apresenta no espaço tridimensional, três graus de liberdade, três possíveis movimentos de translação
- Mais genericamente, um corpo rígido apresenta, no espaço tridimensional, seis graus de liberdade, três possíveis movimentos de translação e três movimentos de rotação.

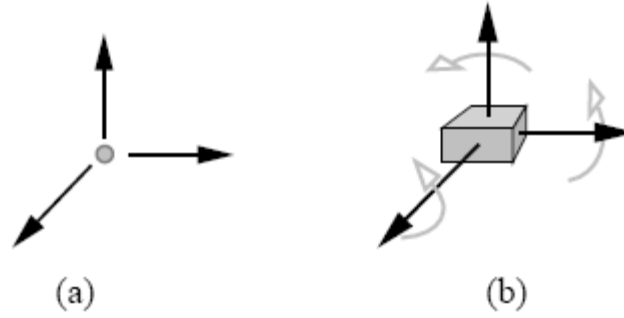


Figura 41 - Graus de liberdade. a) graus de liberdade de um ponto; b) graus de liberdade num corpo rígido

O comportamento de um elemento é praticamente definido pelo número e posicionamento dos nós, e pelo número de graus de liberdade de cada nó. Em problemas mecânicos os graus de liberdade correspondem aos possíveis movimentos que estes podem sofrer. Estes movimentos ou deslocamentos nos nós são as incógnitas principais pelo método dos elementos finitos em análise de mecânica dos sólidos.

No caso de problemas de condução de calor, os graus de liberdade correspondem ao valor do campo de temperaturas nos nós da malha.

### 6.1.2. Funções de forma

As funções de forma, geralmente polinomiais, podem ser definidas como a influência que cada nó  $n$ , num determinado elemento  $m$ , tem num ponto  $x$  contido dentro do elemento. Sendo assim o deslocamento de um ponto genérico  $x$  do elemento é dado por:

$$U(x, y, z) = \sum_{i=1}^{n_e} N_i(x, y, z) d_i = \mathbf{N}(x, y, z) \mathbf{d} \quad (6.1)$$

Onde  $N_i$  corresponde à função de forma do nó  $i$  relativa ao ponto  $x$ , e  $d_i$  ao deslocamento desse nó.

Utilizando um exemplo bidimensional, com um elemento de 4 nós

$$\begin{aligned} u(x, y) &= N_1(x, y)u_1 + N_2(x, y)u_2 + N_3(x, y)u_3 + N_4(x, y)u_4 \\ v(x, y) &= N_1(x, y)v_1 + N_2(x, y)v_2 + N_3(x, y)v_3 + N_4(x, y)v_4 \end{aligned} \quad (6.2)$$

#### 6.1.2.1. Obtenção das funções de forma

Considere-se o deslocamento num ponto genérico dado por:

$$\begin{aligned} u(x, y) &= \sum_{i=1}^n p_i(x, y) \alpha = p^t(x, y) \alpha \\ \alpha^t &= (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots, \alpha_n) \\ p^t(x, y) &= (x, y, xy, x^2y, xy^2, \dots, x^p y^p) \end{aligned} \quad (6.3)$$

E os deslocamentos nos nós dados por  $d_i(x, y) = P^t(x, y) \alpha$  e consequentemente  $\alpha = P^{-1}(x, y) d_i(x, y)$ .

Substituindo  $\alpha$  na função de deslocamento do ponto genérico de um elemento  $u(x, y)$  obtém-se

$$\begin{aligned}
u(x, y) &= p^t(x, y)P^{-1}(x, y)d_i(x, y) \\
u(x, y) &= N_i(x, y)d_i(x, y) \\
N_i(x, y) &= p^t(x, y)P^{-1}(x, y)
\end{aligned} \tag{6.4}$$

### 6.1.2. Elementos isoparamétricos

Frequentemente é conveniente estabelecer as características de um elemento num sistema de coordenadas local diferente do utilizado para representar a estrutura em estudo. Nos elementos isoparamétricos, as funções de forma que servem para interpolar os deslocamentos também são usadas para a representação das coordenadas, ou seja:

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \\ z \end{Bmatrix} = N \begin{Bmatrix} \varepsilon \\ \eta \\ \delta \end{Bmatrix} \tag{6.5}$$

Um elemento isoparamétrico bidimensional é definido num sistema de eixos locais  $(\xi, \eta)$ , cujas coordenadas dos nós variam entre -1 e 1.

Obtidas as funções de forma do elemento isoparamétricos em coordenadas locais é necessário obter as suas derivadas em coordenadas globais. Através da regra da derivação em cadeia obtemos a seguinte relação:

$$\begin{aligned}
\begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{Bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \\
\frac{\partial N_i}{\partial x} &= \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \\
\frac{\partial N_i}{\partial y} &= \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y}
\end{aligned} \tag{6.6}$$

Onde J é a matriz Jacobiana dada por:

$$\{J\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \tag{6.7}$$

Para efectuar a integração numérica das equações resultantes do método dos elementos finitos também é necessário efectuar uma transformação das variáveis e do domínio de integração. O

elemento de volume transforma-se usando o determinante da matriz Jacobiana ou seja  $dx dy dz = \det J d\xi d\eta d\xi$

Optando pelo método de integração de Gauss, o integral é dado pela expressão:

$$\int_{-1}^1 f(x) dx = \sum_{i=1}^p f(x) W_i \quad (6.8)$$

Onde  $W_i$  representa o peso do ponto  $i$ . As coordenadas dos pontos de Gauss e os respectivos pesos estão descritos na tabela seguinte:

**Tabela 56 - Pontos de Gauss e respectivos pesos próprios**

n	$\pm x_i$	$W_i$
1	0.0	2.0
2	0.5773502692	1.0
3	0.774596697	0.5555555556
	0.0	0.8888888889
4	0.86113663166	0.3478548451
	0.339810436	0.6521451549

## 6.2 - Simulação do comportamento térmico

Numa análise térmica em que se pretende determinar a distribuição das temperaturas no domínio, é necessário em primeiro lugar identificar todos os processos de transferência de calor existentes.

Se num dado domínio existe um gradiente de temperaturas, o calor transfere-se da região com a temperatura mais elevada para a de temperatura mais baixa. A transferência de calor é definida como o processo de propagação de energia de uma região para outra de um meio (gasoso, líquido ou sólido), consequência da diferença de temperatura entre elas.

A temperatura de um meio está associada ao nível energético das suas moléculas, ou seja, ao movimento de vibração que elas possuem.

Sempre que num sistema existem gradientes térmicos há fenómenos de transferência de calor com o objectivo de atingir o equilíbrio térmico, ou seja, a temperatura de todos os corpos ser a mesma.

Existem 3 tipos de transferência de calor, sendo ele a condução, a convecção, e a radiação.

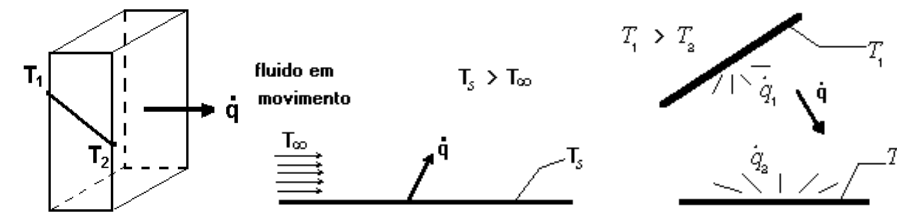


Figura 42 - Sistemas de transferência de calor. a) condução; b) convecção; c) radiação

### 6.2.1. Condução

A condução pode ser definida como o processo pelo qual a energia é transferida de uma região de alta temperatura para outra de temperatura mais baixa dentro de um meio (sólido, líquido ou gasoso) ou entre meios diferentes em contato directo. Este mecanismo pode ser visualizado como a transferência de energia de partículas com mais energia para partículas menos energia de uma substância devido a interações entre elas.

Este processo de condução é de ordem molecular, ou seja, a energia é transmitida devido ao choque entre moléculas. Este processo depende também da conductibilidade térmica do material. A conductividade térmica pode ser definida como a capacidade que uma substância tem de transferir calor.

A lei fundamental que rege a transmissão de calor por condução é a lei de Fourier (1822): a quantidade de calor que passa através de uma área  $A$ , normal à direcção do fluxo, por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo gradiente térmico.

$$\dot{q} = \frac{\dot{Q}}{A} = \lambda \frac{A(T_1 - T_2)}{A \Delta x} \quad \text{ou} \quad \dot{q} = -\lambda \frac{dT}{dx} \quad (6.9)$$

Em que  $\dot{Q}$  é a quantidade de calor que atravessa a área  $A$ ,  $\lambda$  é a conductibilidade térmica,  $x$  o versor da normal exterior à superfície e  $\dot{q}$  o fluxo de calor na direcção do versor  $x$ .



### 6.2.2. Convecção

A transmissão de calor faz-se por convecção quando resulta de um movimento macroscópico de um fluido. A convecção processa-se por uma troca de energia entre partes em movimento do fluido (líquido ou gasoso), ou entre este e superfícies sólidas a diferentes temperaturas. As correntes de convecção num fluido estão sempre associadas a diferenças de pressão. Se as diferenças de pressão se devem exclusivamente às diferenças de densidade do fluido motivadas pela existência de gradientes térmicos, designamos essa convecção como convecção natural. Caso as diferenças de pressão sejam originadas por acções externas (ex: vento, ar forçado, etc) a convecção é designada por convecção forçada.

A transferência de calor por convecção é executada por dois mecanismos: difusão, ou seja, transmissão de calor entre moléculas em movimento desordenado, e trocas de calor entre partes em movimento de um fluido a diferentes temperaturas.

A lei de Isaac Newton define a quantidade de calor  $\dot{Q}$  transmitida por convecção entre a superfície de área  $A$  a uma temperatura  $T$  e o fluido que a rodeia com uma temperatura  $T_\infty$ :

$$\dot{Q} = \alpha A (T - T_\infty) \quad (6.10)$$

Onde  $\alpha$  representa o coeficiente de transmissão de calor por convecção.

### 6.2.3. Radiação

A radiação pode ser definida como o processo pelo qual o calor é transferido de uma superfície a alta temperatura para uma superfície a temperatura mais baixa quando tais superfícies estão separados no espaço, ainda que exista vácuo entre elas. A energia assim transferida é chamada radiação térmica e é feita sob a forma de ondas eletromagnéticas.

Toda a matéria emite energia térmica em função da temperatura a que se encontra. O fluxo máximo de radiação que pode ser emitido por uma superfície isolada é dado pela lei de Stefan-Boltzman:

$$\dot{q}_0 (k) = \sigma T_k^4 \quad (6.11)$$

Em que  $\sigma$  corresponde à constante de Stefan-Boltzman ( $5,6696 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ), e  $T_k$  à temperatura absoluta da superfície.

Este valor corresponde ao fluxo de um corpo negro, que possui as seguintes características:

- absorve toda a energia radiante que sobre ele incide independentemente do comprimento e da direcção de incidência;
- é um emissor perfeito (radiação máxima). Para uma dada temperatura, e num dado comprimento de onda, nenhuma outra superfície pode emitir mais energia;
- é difuso. A radiação por ele emitida pode depender da temperatura e do comprimento de onda, mas não da direcção (emite igualmente em todas as direcções);
- para casos práticos em que uma superfície está na proximidade de  $n$  superfícies, o fluxo de radiação emitido vai depender da emissividade  $\epsilon$  e da temperatura da superfície, do coeficiente de reflexão  $\rho$  da superfície, e da radiação emitida pelos corpos presentes no volume de controlo.

$$\dot{q}_0(k) = \varepsilon_k \sigma T_k^4 + \rho_k \sum \dot{q}_i(j) F_{j-k} \quad (6.12)$$

O calor  $\dot{q}_i$  depende também do factor de forma  $F_{i-k}$ , que relaciona a posição e geometria das superfícies dentro do volume de controlo.

#### 6.2.4. Equação de condução de calor

A determinação do campo de temperaturas num corpo é feita através da solução da equação diferencial da condução do calor sujeita a determinadas condições iniciais e de fronteira.

O fluxo de calor que passa por um determinado volume  $dV$  é dado pela expressão da condução do calor representada na figura 43.

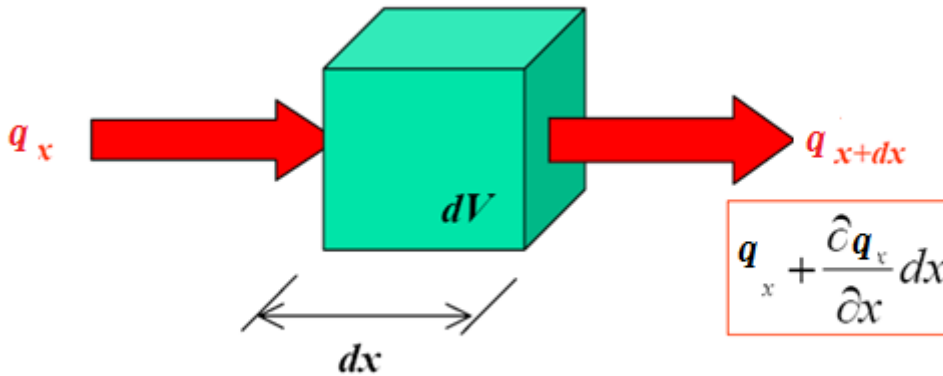


Figura 43 - Fluxo de calor por volume  $dV$

Considerando o escoamento lento de um fluido incompressível pela aplicação do princípio da conservação de energia aplicado a um volume elementar obtêm-se equação de transferência de calor:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \dot{q}_f \quad (6.13)$$

Na expressão  $\rho$  é a densidade do material,  $c_p$  é o calor específico,  $t$  é o tempo,  $T$  é a temperatura e  $\dot{q}_f$  é o calor gerado por uma fonte de calor.

Esta expressão pode ser simplificada se o material for homogéneo:

$$\frac{1}{a} \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla^2 T + \frac{\dot{q}_f}{\lambda} \quad (6.14)$$

Onde  $a$  é difusibilidade térmica: 
$$a = \frac{\lambda}{\rho c_p} \quad [m^2 / s] \quad (6.15)$$

Em regime permanente ( $\frac{\partial T}{\partial t} = 0$ ) obtém-se a equação de Poisson:

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = 0 \quad (6.16)$$

Em regime permanente e sem fontes de calor obtém-se a equação de Laplace:

$$\nabla^2 T = 0 \quad (6.17)$$

### 6.3. Problemas de condução de calor

Para a resolução da equação de condução de calor aplica-se o método dos elementos finitos. Será feita uma apresentação da solução das equações diferenciais pela forma tradicional de resolução de equações diferenciais (forma forte), e para possibilitar a aplicação ao MEF, a solução na chamada “forma fraca”.

#### 6.3.1. Forma forte

Considere-se um corpo bidimensional de espessura constante com domínio  $\Omega$  e fronteira  $\Gamma$ , e o sistema de eixos coordenados  $(x,y)$ .

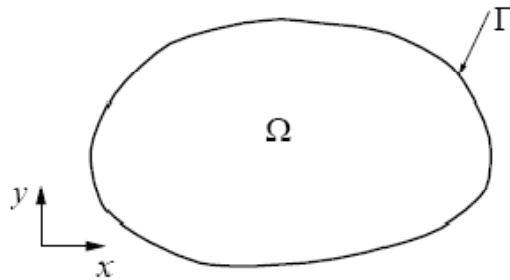


Figura 44 - Corpo bidimensional com domínio  $\Omega$  e fronteira  $\Gamma$

Seja  $\dot{Q}(x,y)$  o calor gerado por unidade de volume e tempo, e  $q_x(x,y)$  e  $q_y(x,y)$  as componentes do vector de fluxo de calor (calor por unidade de área e tempo), em um ponto  $(x,y)$  no corpo  $\Omega$ .

$$\mathbf{q} = \mathbf{q}(x, y) = \begin{Bmatrix} q_x(x, y) \\ q_y(x, y) \end{Bmatrix} \quad (6.18)$$

A equação que representa a condução de calor para o problema proposto (regime estacionário, sem variação no tempo) corresponde à equação de Poisson:

$$-\nabla^T \mathbf{q} + \dot{Q} = 0 \text{ em } \Omega \quad (6.19)$$

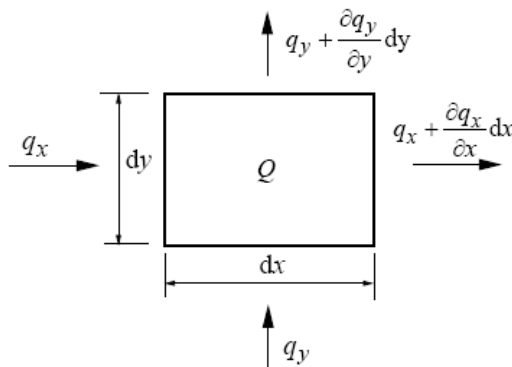


Figura 45 - Elemento diferencial com fluxo de calor a atravessar a fronteira do elemento

Segundo a lei de Fourier:

$$\dot{q}_x = -\lambda_x \frac{dT}{dx} \quad (6.20)$$

Com  $\lambda$  a representar a condutibilidade térmica do material.

Para o caso bidimensional, o fluxo de calor é função do gradiente de temperatura e da condutibilidade térmica do material.

$$\dot{q} = -\lambda \nabla T \quad (6.21)$$

A condutibilidade térmica pode ser representada da seguinte forma:

$$\lambda = \lambda(x, y) = \begin{bmatrix} \lambda_{xx}(x, y) & \lambda_{xy}(x, y) \\ \lambda_{yx}(x, y) & \lambda_{yy}(x, y) \end{bmatrix} \quad (6.22)$$

E assim a equação de Fourier pode ser representada da seguinte forma:

$$\begin{Bmatrix} q_{xx} \\ q_{yy} \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \lambda_{xx}(x, y) & \lambda_{xy}(x, y) \\ \lambda_{yx}(x, y) & \lambda_{yy}(x, y) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial T}{\partial x} \\ \frac{\partial T}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (6.23)$$

Se considerarmos o material homogêneo, a condutividade térmica não depende das coordenadas, obtém-se a equação de Poisson na forma mais simplificada:

$$\nabla^2 T + \dot{Q} = 0 \quad (6.24)$$

Caso não existam fontes a equação transforma-se na equação de Laplace:

$$\nabla^2 T = 0 \quad (6.25)$$

Existem três tipos de condições de fronteira que podem ser considerados para os problemas de condução de calor:

- Imposição de temperatura  $T_T$
- Imposição de fluxo de calor  $T_Q$
- Imposição da relação entre a temperatura e o fluxo de calor

Considere que a fronteira  $\Gamma$  é subdividida em duas regiões  $\Gamma_t$  e  $\Gamma_q$  tais que:

$$\begin{aligned} \Gamma_T \cup \Gamma_q &= \Gamma \\ \Gamma_T \cap \Gamma_q &= \emptyset \end{aligned} \quad (6.26)$$

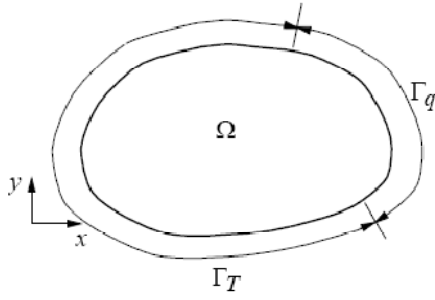


Figura 46 - subdivisão da fronteira do corpo

Consideremos que na fronteira  $\Gamma_t$ , se impõe uma condição de fronteira de temperatura, ou seja

$$T = \bar{T} \text{ em } \Gamma_t \quad (6.27)$$

Onde  $\bar{T}$  é a temperatura na fronteira  $\Gamma_t$

Na fronteira  $\Gamma_q$  considera-se o equilíbrio de fluxo de calor num elemento infinitesimal desta fronteira.

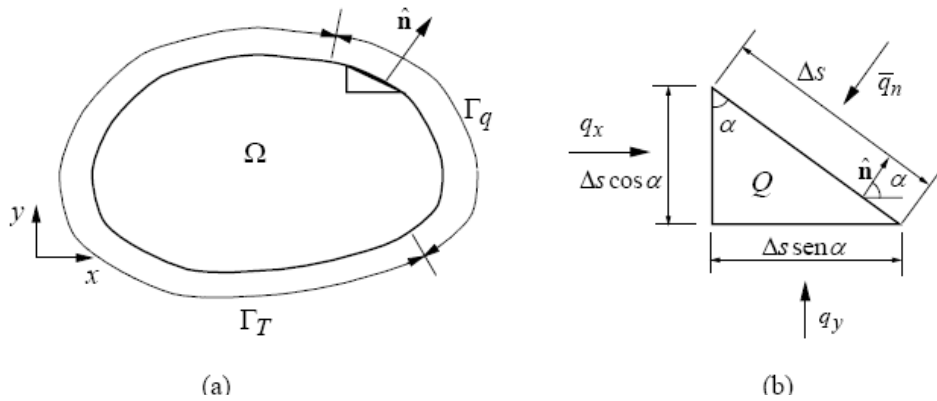


Figura 47 - Equilíbrio de fluxo na fronteira. a) Corpo com detalhe do elemento infinitesimal na fronteira; b) fluxos de calor no elemento infinitesimal;

O vector unitário normal à fronteira é dado por:

$$\hat{n} = \begin{Bmatrix} \hat{n}_x \\ \hat{n}_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \cos(\alpha) \\ \sin(\alpha) \end{Bmatrix} \quad (6.28)$$

Sendo  $\Delta s$  o comprimento da face do elemento triangular, e  $\bar{q}_n$  o fluxo conhecido normal à superfície  $\Gamma_q$ . Para que haja equilíbrio de fluxo de calor no contorno, a seguinte equação deve ser satisfeita

$$Q \frac{1}{2} \Delta s^2 \cos(\alpha) \sin(\alpha) + q_x \Delta s \cos(\alpha) + q_y \Delta s \sin(\alpha) - \bar{q}_n \Delta s = 0 \quad (6.29)$$

Dividindo os termos por  $\Delta s$  obtém-se:

$$Q \frac{1}{2} \Delta s \cos(\alpha) \sin(\alpha) + q_x \cos(\alpha) + q_y \sin(\alpha) - \bar{q}_n = 0 \quad (6.30)$$

Considerando  $\Delta s$  infinitesimalmente pequeno, e desprezável, obtemos a seguinte expressão:

$$-q_x \cos(\alpha) - q_y \sin(\alpha) = \overline{q_n} \quad (6.31)$$

Desta forma o problema de condução de calor consiste em resolver a equação diferencial (6.23), considerando a relação constitutiva do material, e satisfazendo a condições de fronteira.

### 6.3.2. Forma fraca

A obtenção da forma fraca das equações que governam o problema consiste no estabelecimento de equações integrais sobre o domínio  $\Omega$  e a fronteira  $\Gamma$  do corpo e na sua solução de uma forma aproximada.

No desenvolvimento seguinte utiliza-se a notação compacta de diferenciação em relação às variáveis  $x$  e  $y$  tal que:

$$\varphi_{,x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \varphi_{,y} = \frac{\partial \varphi}{\partial y}; \varphi_{,xx} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \varphi_{,xy} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} \quad (6.32)$$

Para se obter a forma fraca em primeiro lugar multiplica-se a equação de Poisson por uma função arbitrária  $w(x,y)$ , denominada função peso, tal que:

$$w(x,y)(-\nabla^T q + \dot{Q}) = 0$$

ou seja

$$(6.33)$$

$$w(x,y)(q_{x,x} + q_{y,y} - \dot{Q}) = 0$$

Em seguida integra-se a equação sobre o domínio  $\Omega$

$$\int_{\Omega} w(x,y)(q_{x,x} + q_{y,y} - \dot{Q}) d\Omega = 0 \quad (6.34)$$

Observa-se que o campo de temperatura  $T(x,y)$  que resolve a equação de Poisson também satisfaz a equação (6.34) para qualquer função  $w(x,y)$ . Por outro lado pode-se demonstrar que caso se determine o campo de temperatura  $T(x,y)$  que satisfaça a equação (6.34) qualquer que seja a função  $w(x,y)$ , então este campo é a solução da equação de Poisson.

Integrando por partes a equação (6.33), e considerando as igualdades

$$wq_{x,x} = (wq_x)_{,x} - w_{,x}q_x$$

$$wq_{y,y} = (wq_y)_{,y} - w_{,y}q_y \quad (6.35)$$

Obtém-se

$$\int_{\Omega} w(q_{x,x} + q_{y,y} - \dot{Q}) d\Omega = \int_{\Omega} (wq_x)_{,x} + (wq_y)_{,y} - w_{,x}q_x - w_{,y}q_y - w\dot{Q} d\Omega \quad (6.36)$$

Utilizando-se à integração de Gauss

$$\begin{aligned}
 \int_{\Omega} (wq_x)_{,x} + (wq_y)_{,y} d\Omega &= \int_{\Gamma} ((wq_x)\hat{n}_x + (wq_y)\hat{n}_y) d\Gamma \\
 &= \int_{\Gamma} w(q_x\hat{n}_x + q_y\hat{n}_y) d\Gamma \\
 &= \int_{\Gamma} wq^T \hat{n} d\Gamma
 \end{aligned} \tag{6.37}$$

Substituindo-se a equação (6.37) na equação (6.36) obtém-se

$$\begin{aligned}
 0 &= \int_{\Omega} w(q_{x,x} + q_{y,y} - \dot{Q}) d\Omega \\
 &= \int_{\Omega} -w_{,x}q_x - w_{,y}q_y - w\dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma} wq^T \hat{n} d\Gamma
 \end{aligned} \tag{6.38}$$

Considerando a condições de fronteira obtém-se

$$\begin{aligned}
 \int_{\Gamma} wq^T \hat{n} d\Gamma &= \int_{\Gamma_T} wq^T \hat{n} d\Gamma + \int_{\Gamma_q} wq^T \hat{n} d\Gamma \\
 &= \int_{\Gamma_T} wq^T \hat{n} d\Gamma - \int_{\Gamma_q} w\bar{q}_n d\Gamma
 \end{aligned} \tag{6.39}$$

Observa-se que  $q^T \hat{n}$  é igual a  $\bar{q}_n$  em  $\Gamma_q$ , sendo por isso conhecido nesta região da fronteira. No entanto o termo  $q^T \hat{n}$  é desconhecido em  $\Gamma_T$ . Esta dificuldade é resolvida eliminando-se a incógnita  $q$ , através da seguinte restrição da função peso.

$$w(x, y) = 0 \text{ em } \Gamma_T \tag{6.40}$$

Obtém-se

$$\int_{\Gamma_T} wq^T \hat{n} dS = 0 \tag{6.41}$$

As funções de peso  $w(x,y)$  que satisfazem a equação (6.40) são denominadas funções admissíveis. Desta forma substituindo-se a equação (6.41) em (6.39) e o resultado em 6.38, esta pode ser reescrita da seguinte forma

$$\int_{\Omega} -w_{,x}q_x - w_{,y}q_y - w\dot{Q} d\Omega = \int_{\Gamma_q} w\bar{q}_n d\Gamma \tag{6.42}$$

Ou então de forma mais compacta

$$-\int_{\Omega} (\nabla w)^T q d\Omega = \int_{\Omega} w\dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_q} w\bar{q}_n d\Gamma \tag{6.43}$$

Esta equação consiste na forma fraca do problema da condução de calor. Observa-se que esta equação é independente das propriedades do material do meio.



Considerando a relação construtiva do meio dada pela equação de Fourier, e levando em conta que  $w$  é uma função escalar ( $w=w^T$ ), a equação (6.43) pode ser escrita como

$$\int_{\Omega} (\nabla w)^T \lambda (\nabla T) d\Omega = \int_{\Omega} w^T \dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_q} w^T \bar{q}_n d\Gamma \quad (6.44)$$

Esta equação consiste na forma fraca do problema de condução de calor para um material obedecendo às relações constitutivas do material referentes às leis de Fourier.

A solução consiste em determinar o campo de temperaturas  $T(x,y)$ , que satisfazem a equação (6.43) para toda a função peso  $w(x,y)$  admissível. Uma solução aproximada para este problema pode ser obtida pelo método dos elementos finitos.

### 6.3. Resolução pelo método dos elementos finitos

Como já foi referenciado anteriormente, o primeiro passo para resolver o problema pelo MEF consiste na criação da malha de elementos finitos. A localização dos nós é feita através de um sistema de coordenadas cartesianas, conforme ilustra a imagem 48.

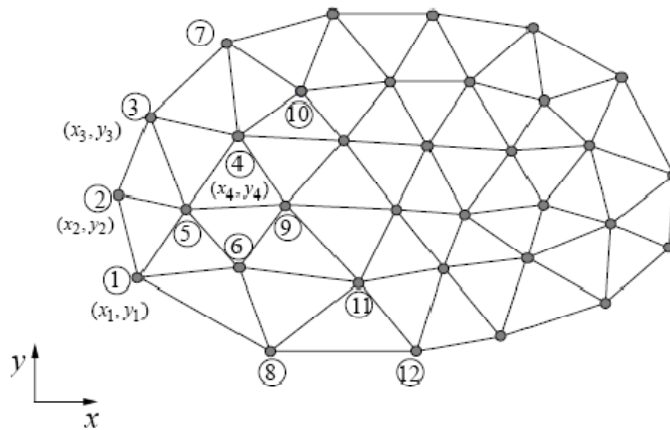


Figura 48 - Especificação da posição dos nós da malha

Geralmente o número de graus de liberdade por nó está relacionado com a dimensão do problema em análise. No problema de condução de calor, o objectivo é determinar o campo de temperaturas, que por sua vez é um campo escalar. Neste caso os elementos utilizados na análise devem possuir um grau de liberdade por nó, independentemente da dimensão do problema (mono, bi ou tridimensional).

No problema de condução de calor as incógnitas do problema são as temperaturas nodais, ou seja, são os valores do campo de temperaturas avaliados nos nós da malha. Essas temperaturas nodais podem ser apresentadas num vector da seguinte forma

$$T = \begin{Bmatrix} T1 \\ T2 \\ T3 \\ \vdots \\ Tn^{\circ} \text{dof} \end{Bmatrix} \quad (6.45)$$

Onde T1 corresponde à temperatura relativa ao grau de liberdade 1, T2 à temperatura relativa ao grau de liberdade 2, e assim sucessivamente. Como cada nó apenas possui um grau de liberdade, a dimensão do vector corresponde ao número de nós da malha.

O MEF transforma a equação diferencial que governa o problema num sistema de equações algébricas do tipo

$$KT = F \quad (6.46)$$

Onde K é a matriz de condutividade do problema de ordem n x n sendo n o número de graus de liberdade, e F é o vector de forças, fontes de calor para o problema em causa.

$$F = \begin{Bmatrix} F1 \\ F2 \\ F3 \\ \vdots \\ Fn^{\circ} dof \end{Bmatrix} \quad (6.47)$$

A ideia da fonte de calor concentrada pode ser inserida no contexto do problema contínuo desenvolvido anteriormente considerando-se uma função Q(x,y) taxa de geração de calor pontual, ou seja, uma função nula em todo o domínio, excepto em determinado ponto P.

$$\int_{\Omega} w(x, y) Q d\Omega = w(x_p, y_p) F_{cp} = w_p F_{cp} \quad (6.48)$$

Onde F<sub>cp</sub> corresponde à fonte de calor concentrada no ponto P, e w<sub>p</sub> corresponde à função peso avaliada neste ponto.

Como podem existir várias fontes de calor concentradas na malha de elementos finitos, é conveniente reescrever a equação 6.44 como

$$\begin{aligned} \int_{\Omega} (\nabla w)^T \lambda (\nabla T) d\Omega &= \int_{\Omega} w^T \dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_q} w^T \bar{q}_n d\Gamma + \sum_{P=1}^{Np} w_p F_{cp} \\ &= \int_{\Omega} w^T \dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_q} w^T \bar{q}_n d\Gamma + w^T F_c \end{aligned} \quad (6.49)$$

Onde w é um vector tal que:

$$w = \begin{Bmatrix} w(x1, y1) \\ w(x2, y2) \\ w(x3, y3) \\ \vdots \\ w(xn, yn) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ w_3 \\ \vdots \\ w_n \end{Bmatrix} \quad (6.50)$$

E

$$F_c = \begin{Bmatrix} F_{c1} \\ F_{c2} \\ F_{c3} \\ \vdots \\ F_{cn} \end{Bmatrix} \quad (6.51)$$

Onde  $F_c$  corresponde às fontes de calor concentradas nos nós. Caso um nó não possua fonte de calor, então a respectiva componente do vector  $F$  é nula.

O primeiro passo para resolver o problema é a descritização do meio em análise e a construção a matriz de condutividade.

Para obter o campo de temperaturas  $T(x,y)$  considera-se a aproximação dada pelas funções de forma conforme na equação (6.6)

Considerando as características das funções de forma obtém-se

$$\nabla T(x, y) = \nabla N(x, y)T^e = B(x, y)T^e \quad (6.52)$$

Em que  $B$  é uma matriz composta pelas derivadas das funções de forma, calculadas como está descrito anteriormente.

$$\nabla T(x, y) = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} T1 \\ T2 \\ T3 \\ \vdots \\ Tn \end{Bmatrix} \quad (6.53)$$

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (6.54)$$

Em que  $n$  corresponde ao numero de graus de liberdade de um elemento.

Da mesma forma, a função peso também pode ser interpolada recorrendo às funções de forma

$$w^e = \begin{Bmatrix} w1 \\ w2 \\ \vdots \\ wn \end{Bmatrix}$$

$$w(x, y) = N(x, y)w^e \quad (6.55)$$

$$\nabla w(x, y) = B(x, y)w^e$$

A equação (6.49) é valida para um domínio  $\Omega$  qualquer, e também, para qualquer subdomínio dentro do domínio original. Particularizando essa equação para um elemento finito obtém-se

$$\int_{\Omega^e} (\nabla w)^T \lambda (\nabla T) d\Omega = \int_{\Omega^e} w^T \dot{Q} d\Omega + \int_{\Gamma_q^e} w^T \bar{q}_n d\Gamma + w^{eT} F_c^e \quad (6.56)$$

Onde  $\Omega^e$  e  $\Gamma^e$  correspondem respectivamente ao domínio e fronteira do elemento e

$$F_c^e = \begin{Bmatrix} F_c^e 1 \\ F_c^e 2 \\ F_c^e 3 \\ \vdots \\ F_c^e n \end{Bmatrix} \quad (6.57)$$

É o vector de fluxos nodais no elemento com n nós.

Substituindo as equações (6.52) e (6.55) em (6.56) obtém-se

$$w^{eT} \int_{\Omega^e} B^T \lambda B d\Omega T^e = w^{eT} \int_{\Omega^e} N^T \dot{Q} d\Omega + w^{eT} \int_{\Gamma_q^e} N^T \bar{q}_n d\Gamma + w^{eT} F_c^e \quad (6.58)$$

E colocando-se o termo  $w^{eT}$  em evidencia tem-se

$$w^{eT} \left( \int_{\Omega^e} B^T \lambda B d\Omega T^e - w^{eT} \int_{\Omega^e} N^T \dot{Q} d\Omega - w^{eT} \int_{\Gamma_q^e} N^T \bar{q}_n d\Gamma + w^{eT} F_c^e \right) = 0 \quad (6.59)$$

Sendo  $w^{eT}$  um vector arbitrário, conclui-se que:

$$\int_{\Omega^e} B^T \lambda B d\Omega T^e = \int_{\Omega^e} N^T \dot{Q} d\Omega + w^{eT} \int_{\Gamma_q^e} N^T \bar{q}_n d\Gamma + F_c^e \quad (6.60)$$

Ou então de forma mais compacta  $K^e T^e = F^e$  onde:

$$K^e = \int_{\Omega^e} B^T \lambda B d\Omega = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T \lambda B \det[J] d\zeta d\eta = \sum_{i=1}^n B^T \lambda B W_i W_j \det[J] \quad (6.61)$$

$$F^e = \int_{\Omega^e} N^T \dot{Q} d\Omega + w^{eT} \int_{\Gamma_q^e} N^T \bar{q}_n d\Gamma + F_c^e$$

Em que  $W_i$  e  $W_j$  são o peso próprio dos pontos de Gauss, e  $J$  é a matriz jacobiana.

A matriz  $K$  global é construída colocando os elementos da matriz  $K$  de cada elemento na posição respectiva da matriz  $K$  global.

Desta forma, obtendo a matriz  $K$  global é possível obter o campo de temperaturas, assim como o fluxo de calor em cada nó da malha de elementos finitos pelas expressões:

$$K^G T^G = F^G$$

$$\nabla T^e = B T^e \quad (6.62)$$

$$\dot{q} = -\lambda \nabla T^e$$

#### **6.4. Descrição geral da solução de problemas mecânicos lineares pelo método dos elementos finitos**

Em problemas estruturais a forma mais simples de representar as equações de equilíbrio de um corpo tridimensional de volume  $V$ , é através do princípio de Hamilton, em que para situações estáticas a energia total  $L$  é dada por:

$$\begin{aligned}
 L &= -\Pi + W \\
 \Pi &= \frac{1}{2} \int_V \varepsilon' \sigma dV = \frac{1}{2} \int_V \varepsilon' D \varepsilon dV \quad \text{energia potencial} \\
 W &= \int_V U' f_b dV + \int_V U' f_s dV \quad \text{Trabalho realizado pelas forças exteriores}
 \end{aligned} \tag{6.63}$$

Minimizando a energia obtemos

$$\delta L = -\delta \Pi + \delta W = 0 \tag{6.64}$$

Definindo a relação existente as deformações e os deslocamentos pela expressão:

$$\varepsilon = B d \tag{6.65}$$

Onde  $B$  representa a matriz deformação, e  $d$  o vector dos deslocamentos nodais.

Substituindo a expressão (6.65) em (6.63) obtém-se a seguinte relação:

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_V B' D B dV \quad d \tag{6.66}$$

Minimizando a energia obtém-se a matriz de rigidez  $K$

$$\delta \Pi = \int_V B' D B dV \quad d = K d \tag{6.67}$$

Pela expressão (6.62) obtém-se a equação geral dos elementos finitos em regime elástico:

$$K d = F \tag{6.68}$$

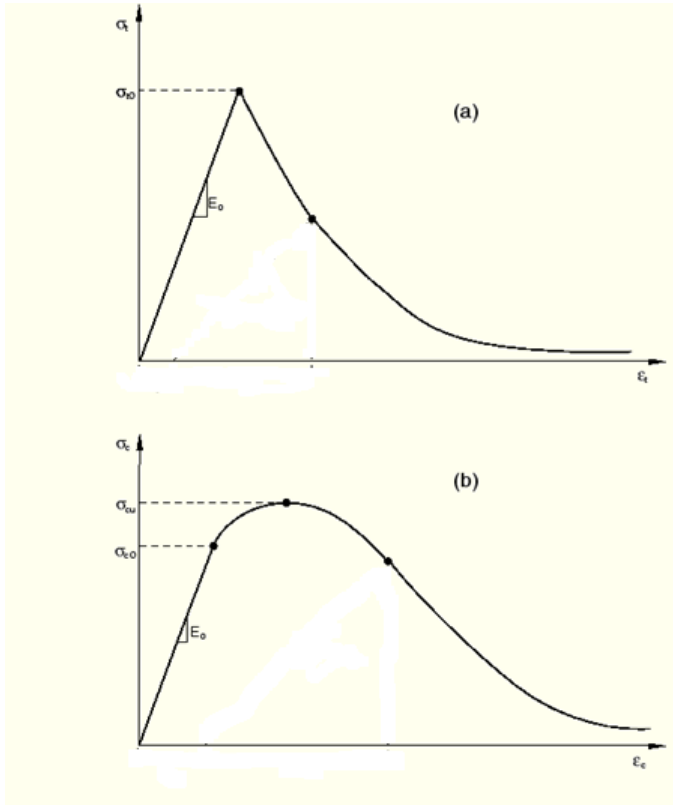
#### **6.5. Descrição do modelo matemático para o betão utilizado na simulação pelo método dos elementos finitos**

No presente trabalho utiliza-se um modelo elastoplástico com dano, apresentado no programa comercial ABAQUS, para smular o comportamento mecânico do betão.

O betão é um material compósito que possui comportamentos distintos quando sejeito à compressão e à tracção. Possui uma elevada resistencia à compressão, mas em contrapartida apresenta um comportamento extremamente frágil quando sujeito à tracção.

Na análise teórica do seu comportamento mecânico, há a necessidade de considerar não só a distinção do seu comportamento à tracção e compressão, assim como o comportamento plástico do mesmo.

O diagrama tensão/deformação do betão é então definido por duas curvas, uma correspondente ao comportamento à tracção, e outra à compressão.



**Gráfico 17 - Comportamento à tracção (a) e à compressão (b) para o betão convencional**

Como se pode verificar o betão quando sujeito à compressão possui um comportamento elastoplástico, enquanto que quando sujeito à tracção possui um comportamento frágil.

Com base nestes conceitos, Lubliner et al. e Lee Fenves propõem um modelo matemático para a simulação do comportamento mecânico do betão.

O primeiro passo consiste na decomposição da taxa de deformação total na taxa de deformação elástica e plástica

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.69)$$

Da mesma forma é necessário relacionar as tensões com as deformações. Se apenas fosse considerada a componente elástica esta relação seria feita pela lei de Hooke. No entanto o comportamento plástico também é considerado, e de forma a contemplar este fenómeno optou-se por criar um coeficiente de deterioração da rigidez do material ( $d$ ).

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} \times (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} \times (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.70)$$

Onde  $D_0^{el}$  corresponde à matriz elasticidade inicial (sem dano) e  $D^{el} = (1-d).D_0^{el}$  corresponde à matriz elasticidade degradada onde  $d$  é o coeficiente de degradação do material. O seu valor vai desde 0 (betão no regime elástico) até 1 (rotura total do betão).

O dano do betão associado ao comportamento plástico do betão e consequente degradação do mesmo conduz a uma redução da sua elasticidade. Esta degradação é considerada isotrópica, ou seja, o material sofre a mesma degradação em todos os sentidos.

A tensão efectiva, caso não houvesse degradação da elasticidade é definida por:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} \times (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.71)$$

A tensão de Cauchy é relacionada com a tensão efectiva através do coeficiente de degradação  $d$ :

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad (6.72)$$

Em qualquer secção do material, o factor  $(1-d)$  representa o quociente da área da tensão efectiva sobre a área da tensão de Cauchy (área total menos a área danificada). Quando o valor de  $d$  é igual a 0 teremos que a tensão efectiva equivale à tensão de Cauchy. No entanto na ocorrência de dano no betão a tensão efectiva é mais representativa que a tensão de Cauchy porque é a área efectiva que suporta as cargas externas, e não a área não danificada. No entanto o dano não deixa de ser considerado. Quando o material entra no domínio plástico o coeficiente  $d$  é definido em função de uma variável de encruamento  $\tilde{\varepsilon}^{pl}$  (deformação plástica equivalente) e da tensão efectiva.

$$d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (6.73)$$

Os estados de dano no betão quando sujeito à compressão e à tracção são caracterizados independentemente por duas variáveis de encruamento  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , que são referidas como deformação plásticas equivalentes em tracção e em compressão respectivamente. A evolução das variáveis de encruamento é dada pela seguinte expressão

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \quad \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.74)$$

Micro fendas e rotura no betão são representados pelo incremento do valor das variáveis de encruamento. Estas variáveis controlam a evolução da superfície de cedência e a degradação elástica do betão. Estas variáveis estão também relacionadas com a energia de fractura dissipada necessária para criar micro fendas.

A função de cedência  $F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$  representa uma superfície na sua área de influência efectiva, o que determina o estado de fractura ou dano. Para modelos em que se considera o dano consequente da deformação plástica, e se despreza a viscosidade obtém-se:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (6.75)$$

A regra do fluxo especifica uma relação entre o vector de deformações e uma função do estado de tensões. De acordo com a teoria do fluxo, a taxa de deformação é dada por:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (6.76)$$

Em que  $\lambda$  corresponde a um multiplicador plástico que não pode ser negativo,  $G$  à função potencial plástico, que depende da tensão efectiva.

As relações constitutivas para a resposta elasto-plástica são dependentes da degradação da rigidez do material.

A evolução das variáveis de encruamento  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  é formulada considerando solicitações uniaxiais ao material.

Considerando um campo de tensões uniaxial, é assumido que um gráfico tensão-deformação pode ser convertida num gráfico tensão-deformação plástica, da seguinte forma:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl})\end{aligned}\quad (6.77)$$

Em que  $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}$  e  $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$  são as velocidades de deformação equivalentes, tal que

$$\begin{aligned}\tilde{\varepsilon}_t^{pl} &= \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} dt \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} &= \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} dt\end{aligned}\quad (6.78)$$

Sob a acção de solicitações uniaxiais, as velocidades de deformação efectivas são dadas da seguinte forma

$$\begin{aligned}\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} &= \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad \text{Tensão uniaxial de tracção} \\ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} &= -\dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad \text{Tensão uniaxial de compressão}\end{aligned}\quad (6.79)$$

O gráfico 12 demonstra que o betão, quando carregado e a tensão ultrapassa a tensão de cedência, sofre uma deterioração da sua rigidez, consequência do dano causado pela carga aplicada. Desta forma verifica-se que solicitando o betão até tensões superiores à tensão de cedência, e depois aliviando a carga o material não vai recuperar a deformação com uma rigidez igual à inicial, devido ao dano causado. A degradação da rigidez é diferente quando o betão é solicitado à compressão e à tracção, sendo apenas comum para os dois casos que quanto maior for a deformação plásticas, maior vai ser o dano causado.

Como já foi referido, a degradação da rigidez do betão é definida pelo coeficiente e deterioração do material  $d$ , mas considerando o comportamento à tracção e compressão independentes:

$$\begin{aligned}d_t &= d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \quad 0 \leq d_t \leq 1 \\ d_c &= d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}), \quad 0 \leq d_c \leq 1\end{aligned}\quad (6.80)$$



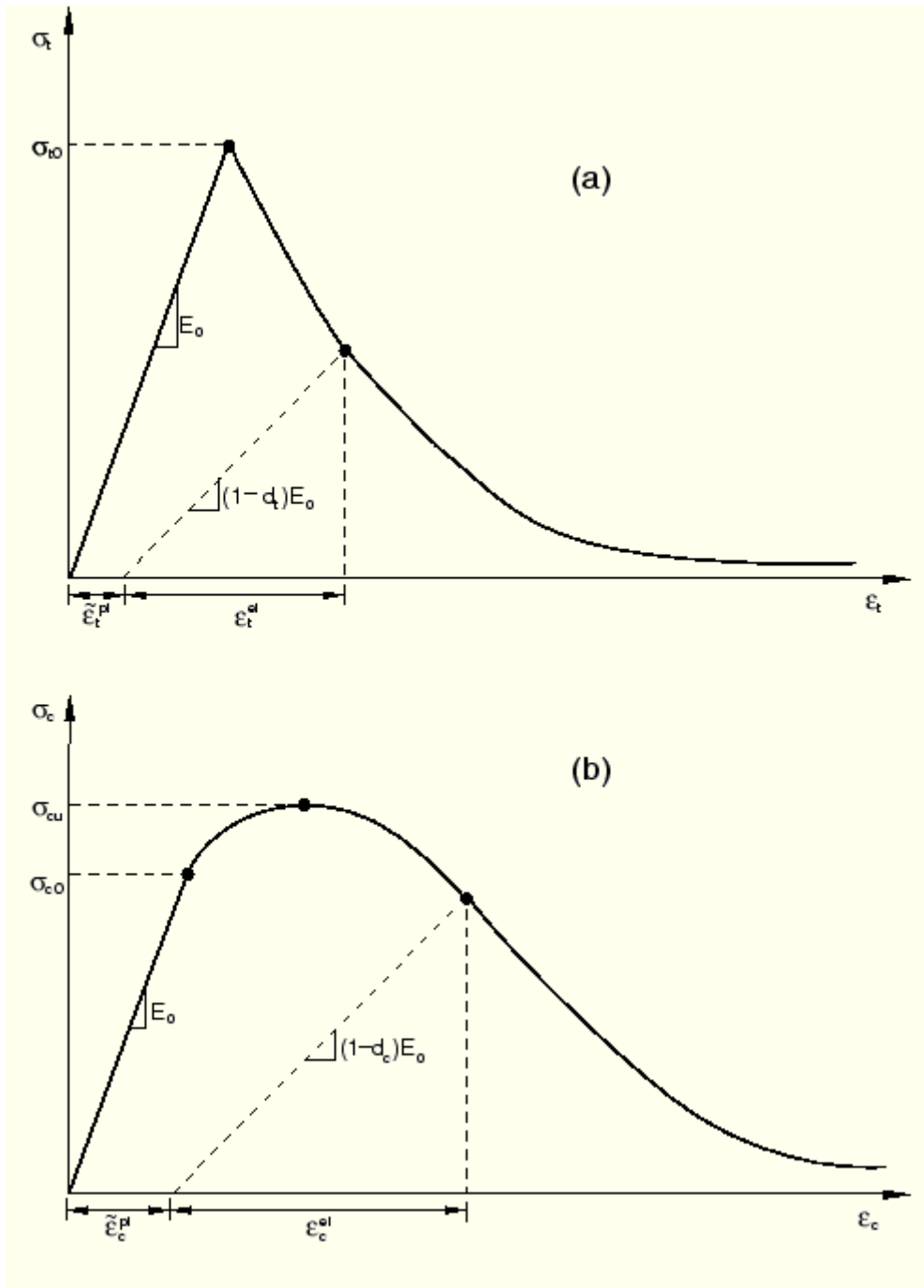


Gráfico 18 - Resposta do betão a solicitações uniaxiais à tracção (a) e à compressão (b)

As variáveis de degradação do betão aumentam com o aumento da deformação plástica equivalente. Para casos em que a deformação plástica é nula, o coeficiente de dano é nulo. O coeficiente toma o valor igual a 1 no caso de o betão estar totalmente danificado.

Considerando  $E_0$  o módulo de Young inicial do betão, a relação tensão deformação sob solicitações uniaxiais é dada por:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1-d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1-d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})\end{aligned}\tag{6.81}$$

Sob carregamentos uniaxiais, a propagação de fracturas é feita numa direcção perpendicular à direcção das tensões aplicadas. A criação e propagação das fendas provocam uma redução da

área de influência das tensões, o que conduz a um aumento das tensões efectivas na zona da fractura. Este efeito é menos pronunciado quando o betão é solicitado à compressão, pois as fendas formam-se num sentido paralelo à direcção da carga aplicada. No entanto com um aumento elevado da solicitação à compressão e da proporção de fendas a área de influência das tensões é também reduzida significativamente, e as tensões efectivas aumentam.

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl})\end{aligned}\quad (6.82)$$

O modelo de simulação do comportamento mecânico do betão com dano plástico utiliza uma função de cedência para considerar as diferentes evoluções do material sob tracção e compressão. Tendo por base a tensão efectiva, a função de cedência toma a seguinte forma:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} \left( \bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})(\hat{\sigma}_{\max}) - \gamma(-\hat{\sigma}_{\max}) \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (6.83)$$

Onde  $\alpha$  e  $\gamma$  são as constantes adimensionais do material. A tensão hidrostática  $\bar{p}$  é dada por:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} \times I \quad (6.84)$$

Onde  $I$  corresponde à matriz identidade. O valor de  $\bar{q}$  correspondente à tensão efectiva de Von Mises é dado por:

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{S} \times \bar{S}} \quad (6.85)$$

Onde

$$\bar{S} = \bar{p}I + \bar{\sigma} \quad (6.86)$$

Corresponde ao tensor das tensões de desvio.  $\hat{\sigma}_{\max}$  corresponde ao maior valor próprio do tensor das tensões efectivas. A função  $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  é dada por:

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad (6.87)$$

Onde  $\bar{\sigma}_c^{pl}$  e  $\bar{\sigma}_t^{pl}$  correspondem às tensões efectivas de compressão e tracção respectivamente.

Num regime de compressão biaxial, com  $\hat{\sigma}_{\max} = 0$ , a equação 6.83 fica reduzida à função de cedência de Drucker-Prager. O coeficiente  $\alpha$  pode determinado pela tensão de cedência à compressão equibiaxial e uniaxial,  $\sigma_{b0}$  e  $\sigma_{c0}$

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (6.88)$$

Vários ensaios experimentais sugerem que o valor de  $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  para o betão variam ente 1.10 e

1.16, e os valores de  $\alpha$  entre 0.08 e 0.12.

O coeficiente  $\gamma$  é apenas utilizado para estados de tensão de compressão triaxial, quando  $\hat{\sigma}_{\max} < 0$ . Este coeficiente é determinado pela comparação das condições de cedência ao longo dos meridianos de tracção e compressão. Por definição, o meridiano de tracção (TM) é o epicentro do estado de tensão que satisfaz a condição  $\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 > \hat{\sigma}_2 = \hat{\sigma}_3$ , e o meridiano da compressão (CM) é o epicentro do estado de tensão que satisfaz a condição  $\hat{\sigma}_{\max} = \hat{\sigma}_1 = \hat{\sigma}_2 > \hat{\sigma}_3$ , onde  $\hat{\sigma}_1, \hat{\sigma}_2, \hat{\sigma}_3$  correspondem aos valores próprios do tensor das tensões efectivas, ou seja às tensões principais efectivas. É fácil demonstrar que  $(\hat{\sigma}_{\max})_{TM} = \frac{2}{3}\bar{q} - \bar{p}$  e  $(\hat{\sigma}_{\max})_{CM} = \frac{1}{3}\bar{q} - \bar{p}$ , ao longo dos meridianos de tracção e compressão respectivamente. Com  $\hat{\sigma}_{\max} < 0$  as condições de cedência correspondentes são:

$$\begin{aligned} \left(\frac{2}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad \text{TM} \\ \left(\frac{1}{3}\gamma + 1\right)\bar{q} - (\gamma + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad \text{CM} \end{aligned} \quad (6.89)$$

Considerando  $K_c = \frac{\gamma + 3}{2\gamma + 3}$

O facto de que  $K_c$  ser uma constante não é contraditório aos ensaios experimentais [72]. O coeficiente  $\gamma$  é definido por:

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (6.90)$$

O valor de  $K_c$  típico para o betão corresponde a  $2/3$ , o que leva a que  $\gamma = 3$ .

Se  $\hat{\sigma}_{\max} > 0$  as condições de cedência ao longo dos meridianos de tracção e compressão reduzem-se às seguintes expressões:

$$\begin{aligned} \left(\frac{2}{3}\beta + 1\right)\bar{q} - (\beta + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad \text{TM} \\ \left(\frac{1}{3}\beta + 1\right)\bar{q} - (\beta + 3\alpha)\bar{p} &= (1 - \alpha)\bar{\sigma}_c \quad \text{CM} \end{aligned} \quad (6.91)$$

Considerando  $K_t = \frac{\bar{q}_{(TM)}}{\bar{q}_{(CM)}}$  para qualquer valor da pressão hidrostática  $\bar{p}$  com  $\hat{\sigma}_{\max} > 0$  obtemos

$$K_t = \frac{\beta + 3}{2\beta + 3} \quad (6.92)$$

As superfícies de cedência no plano de desvio são apresentadas no gráfico 13.

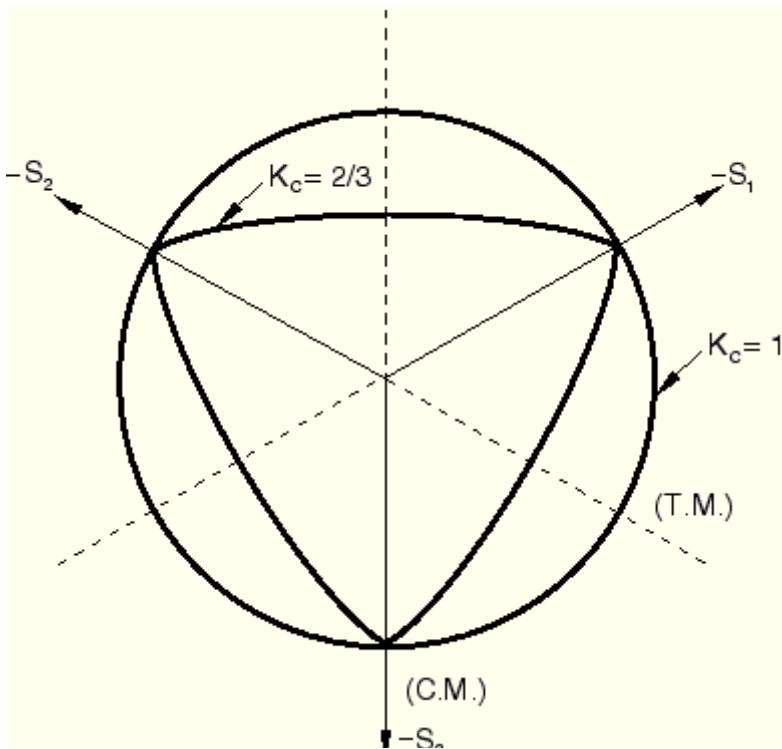


Gráfico 19 - superfícies de cedência no plano de desvio, correspondentes a diferentes valores de  $K_c$

O gráfico 14 apresenta a superfície de cedência para estados planos de tensão.

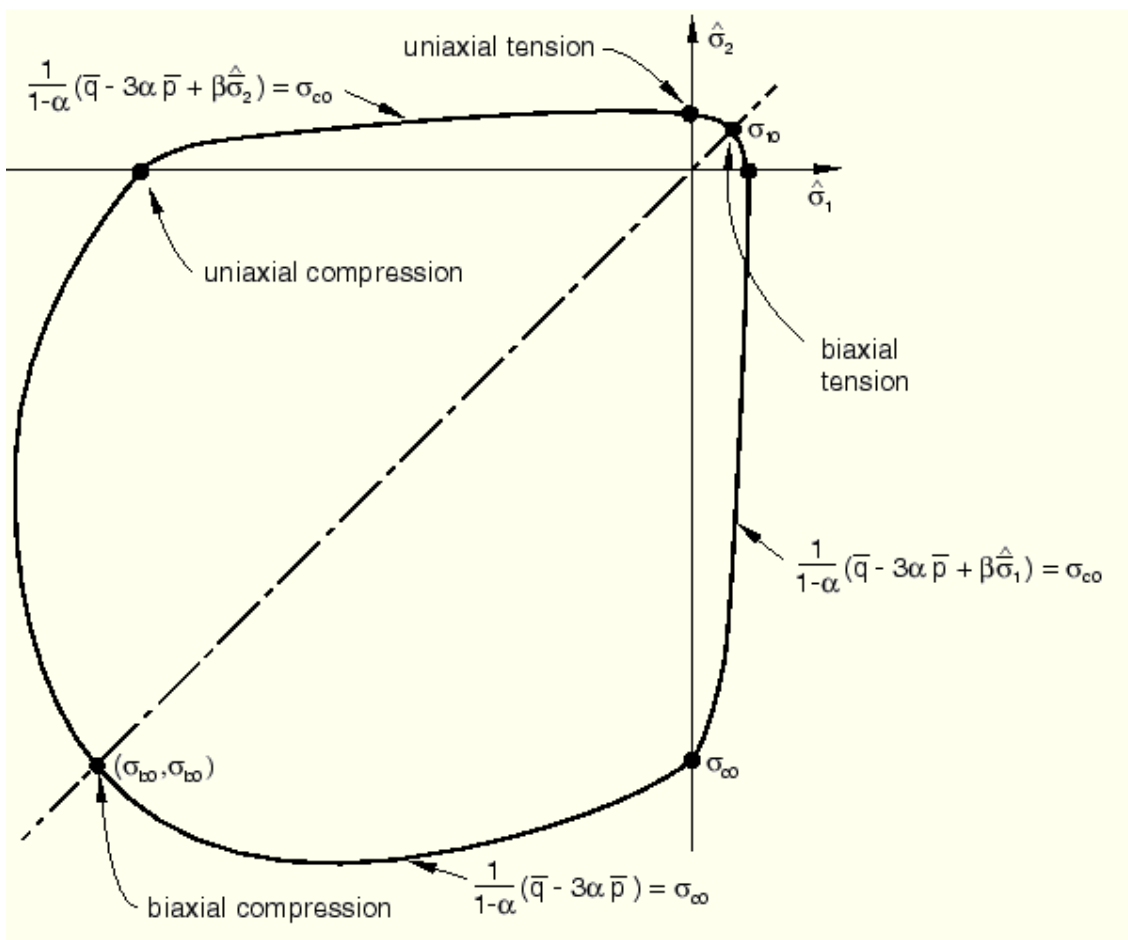


Gráfico 20 - Superfície de cedência no plano de tensão

O modelo de dano plástico assume uma função potencial plástico não associada

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (6.93)$$

A função potencial elástico G corresponde à função hiperbólica de Drucker-Prager

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (6.94)$$

Onde  $\psi$  corresponde ao ângulo de dilatação no plano p-q a elevadas pressões de confinamento.  $\sigma_{t0}$  é a tensão de rotura uniaxial à tracção.  $\epsilon$  é um parâmetro referente à excentricidade, que define a taxa à qual a função se aproxima da assíntota (a função potencial plástico tende para uma assíntota diagonal quando a excentricidade tende para 0). A função potencial plástica, continua, assegura que a direcção do fluxo é perfeitamente definida. A função assintoticamente aproxima-se da função linear potencial plástico de Drucker-Prager, para elevadas tensões, e intercepta o eixo da pressão hidrostática a 90°.

Devido ao facto de a função potencial plástico ser não associada, o uso do modelo de dano plástico requer a resolução de equações não simétricas.

A integração do modelo de dano plástico do betão é feita pelo método de Euler.



## Capítulo 7 – Ensaios mecânicos

---

Foram realizados ensaios a blocos isolados com junta interrompida e a paredes.

A realização de ensaios mecânicos das paredes de alvenaria é fundamental no estudo da sua capacidade resistente, e na validação dos resultados obtidos por simulações numéricas.

A realização de ensaios a blocos isolados serviu para verificar a influência da presença das juntas da parede, possibilitando a comparação dos resultados obtidos para o bloco isolado com os da parede.

Foram efectuados dois ensaios a paredes de alvenaria com 4 fiadas. Os ensaios foram de compressão simples.

No caso dos blocos, ensaiaram-se 5 blocos, sem instrumentação com o objectivo de determinar a resistência e um padrão nas linhas de fractura.

Os ensaios foram realizados numa prensa hidráulica que apenas permite controlar a força aplicada no provete por unidade de tempo. Face a esta imposição não é possível carregar o provete até à rotura total. Para isso seria necessário uma prensa que permitisse controlar o deslocamento do prato superior e não a força aplicada.

Desta forma carregaram-se os provetes até ao aparecimento das primeiras fendas. Este tipo de ensaio no entanto mostra-se bastante eficiente, pois é com o aparecimento das primeiras fendas que se considera que o bloco se torna danificado e inutilizável.

### 7.1. Provetes

Os provetes de parede utilizados são compostos por quatro fiadas de blocos, unidos por uma junta horizontal de argamassa interrompida com 10 mm de espessura. O comprimento da parede, é igual a um bloco e meio. As juntas verticais não são preenchidas com argamassa e as superfícies exterior e interior não são rebocadas.

A figura 49 demonstra a geometria do provete.



Figura 49 – Provetes de ensaios à compressão

Como se pode verificar existem parafusos colocados nas duas fiadas intermédias. A existência destes parafusos é devida à necessidade de instrumentar o provete para se obter o máximo de informação sobre o comportamento à compressão.

Os provetes foram instrumentados com extensómetros de deslocamento para medir a deformação relativa entre os apoios alinhados verticalmente no provete. A sensibilidade de cada extensómetro é de uma décima de milímetro, um valor muito bom tendo em consideração a distância entre apoios.

A imagem 50 ilustra a posição relativa dos 4 extensómetros.

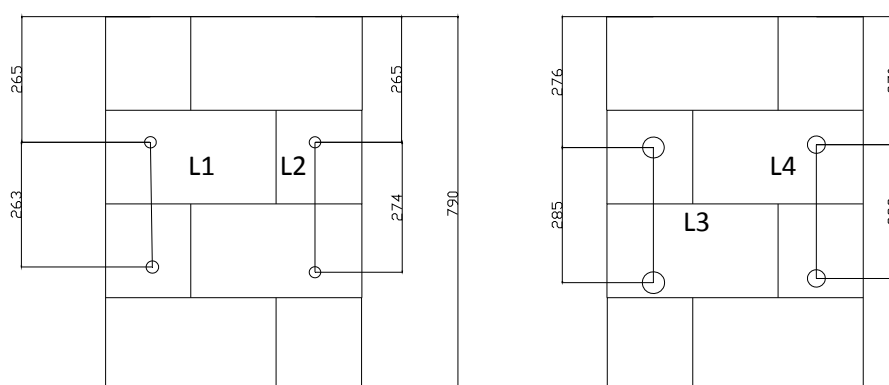


Figura 50 - Descrição da posição dos extensómetros



Figura 51 - Parede instrumentada



Os provetes de blocos simples apenas possuem junta horizontal interrompida de argamassa, conforme mostra a imagem 52.



Figura 52 - Bloco com junta interrompida

## 7.2. Ensaios mecânicos

Os ensaios mecânicos dos provetes de parede foram efectuados segundo a norma Europeia NP EN 1052-1. O primeiro passo para a realização do ensaio mecânico consiste na correcta colocação do provete na prensa. É colocada uma película de cartão no topo do provete para atenuar o efeito do atrito provocado pelo prato da prensa.



Figura 53 - Provede colocado na prensa hidráulica

No início do ensaio aplica-se uma pré carga de 0.3 kN e verifica-se os valores medidos nos extensómetros. Este vai ser o valor de referência para a análise dos resultados.

Inicia-se então o processo de carregamento. O carregamento do provete é efectuado por patamares de carga, e a uma velocidade de 0.3kN por segundo. Efectua-se uma paragem de 20

segundos a cada 100 segundos de carregamento, ou seja, aproximadamente 10% da carga de rotura com o objectivo de permitir ao provete uniformizar a tensões, tornando o ensaio quase estático.

A cada paragem minutos regista-se a força aplicada pela prensa e o deslocamento relativo de cada extensómetro.

O ensaio é considerado completo quando se dá o aparecimento das primeiras fendas visíveis nas faces exteriores do provete.

Os ensaios dos blocos isolados são muito mais simples, pois apenas é necessário colocar o bloco na prensa, e carrega-lo até ao aparecimento das primeiras fendas.

### **7.3. Resultados obtidos**

No caso das paredes, durante o carregamento não se notaram alterações visíveis no provete. No entanto à medida que a carga aplicada se aproximava da carga máxima que o provete conseguiu suportar ouviam-se pequenos estalidos no interior do provete, o que indicia a existência de rotura nos septos interiores.

Quando o valor de carga atingiu os 341.4 kN surgiram de repente 3 fendas no provete situadas na 2ª e 3ª fiada. As fendas surgiram na zona média do meio bloco na 3ª fiada, e nos septos centrais no bloco da 2ª fiada.

Foram realizados 2 ensaios com instrumentação e 2 ensaios sem instrumentação, apenas para verificar a zona de criação de fendas visíveis.

As imagens 53 a 61 mostram o processo de fractura dos provetes correspondentes aos ensaios efectuados. No quarto ensaio o carregamento foi superior para verificar o comportamento do provete após o surgimento das primeiras fendas.



Figura 54 - Fractura vertical no meio bloco da 2ª fiada – parede nº 1





Figura 55 - Fractura vertical no meio bloco da 2ª fiada – parede nº 1

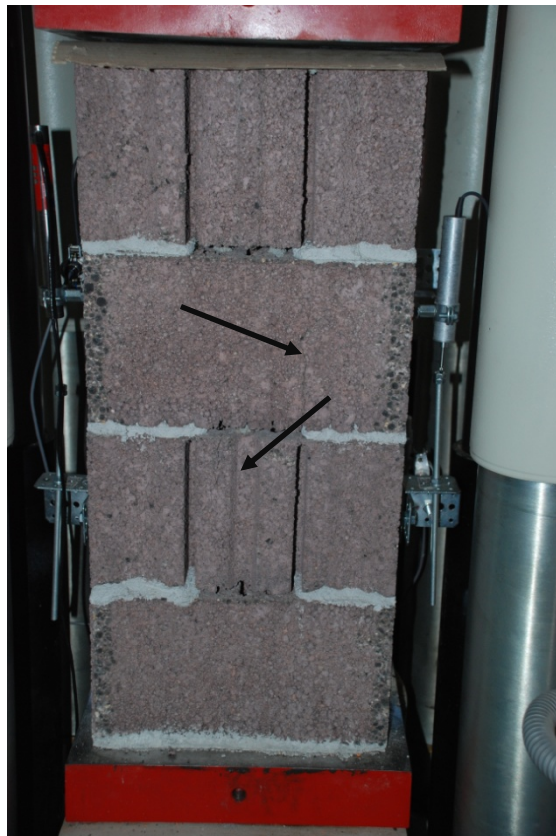


Figura 56 - Vista geral do provete fracturado – parede nº 2





Figura 57 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada – parede nº 1 Figura 58 - Fractura no bloco da 2ª fiada – parede nº 1



Figura 59 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada e no bloco da 2ª fiada – 4ª parede





Figura 60 - Fractura no meio bloco da 3ª fiada e no bloco da 2ª fiada – 3ª parede



Figura 61 - Rotura devido a fenómenos de encurvadura na 1ª fiada - 4ª parede

Uma análise gráfica sobre a média dos deslocamentos relativos aos 4 extensómetros está representada nos gráficos 21 e 22.

## Parede nº 1

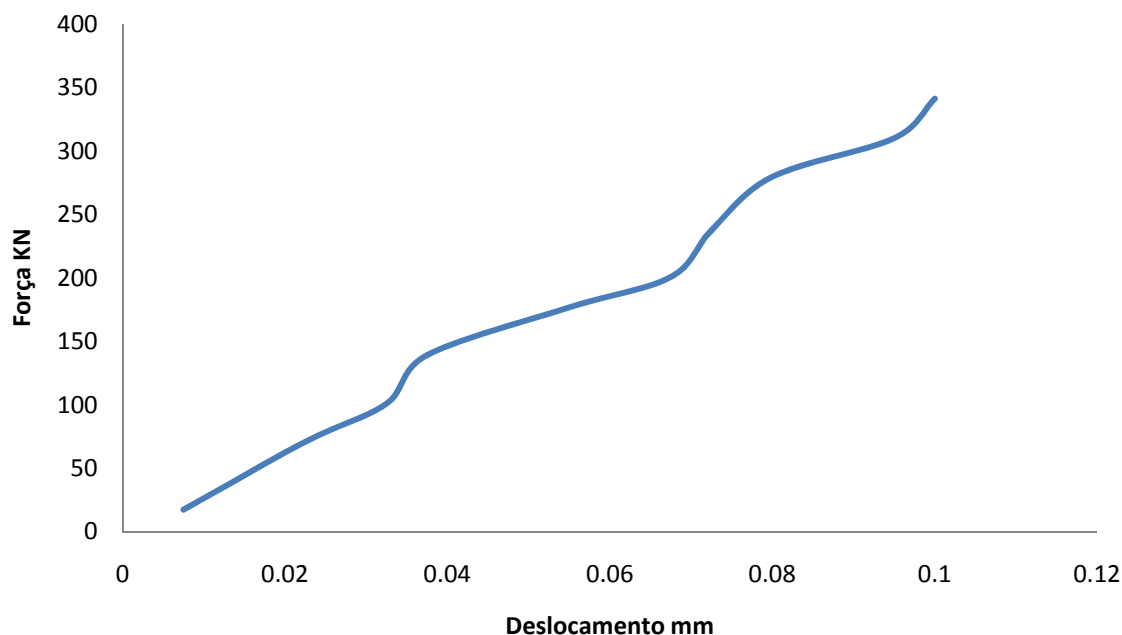


Gráfico 21 - Gráfico Força – deslocamento médio relativo ao provete nº 1

## Parede nº 2

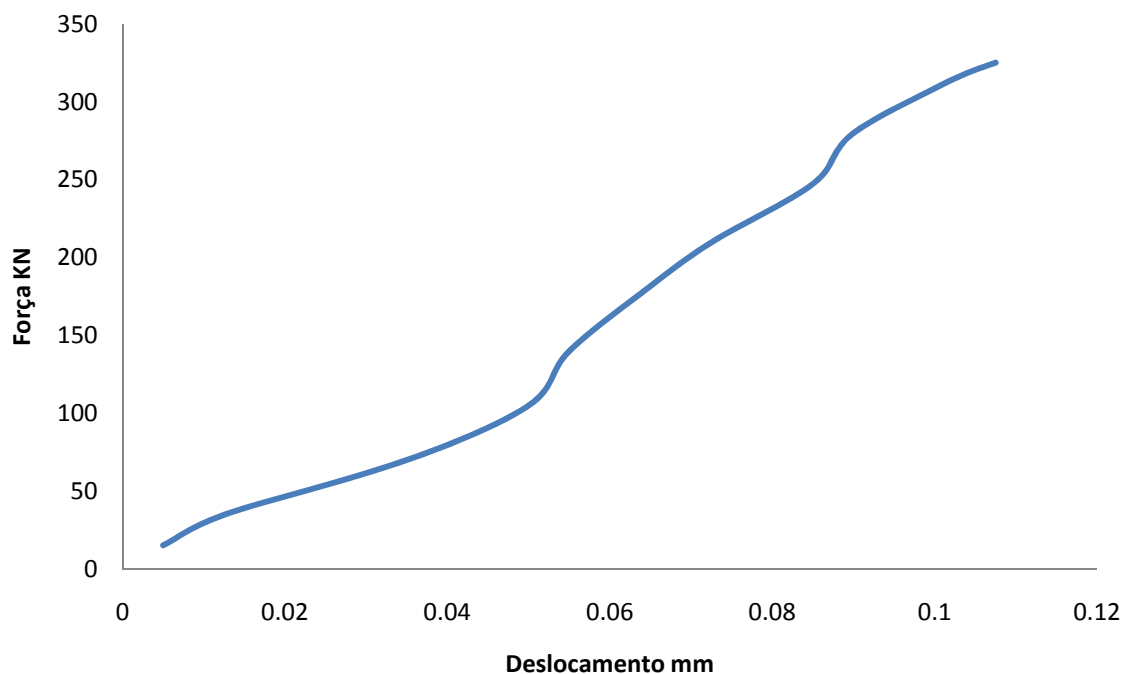


Figura 62 - Gráfico Força – deslocamento médio relativo ao provete nº 2

Através do gráfico podemos verificar que o comportamento médio dos 4 pontos não é linear, e que quando a força aplicada pela prensa se aproxima dos 340 kN aparecem as primeiras fracturas. Imediatamente a carga aplicada é diminuída por breves instantes, e o ensaio é interrompido para não haver danificação dos extensómetros.

A argamassa mostrou que não é o elemento mais frágil do conjunto da alvenaria. Depois de carregado o provete apenas se deram fracturas nos blocos, e a olho nu a argamassa não possuía qualquer defeito.

Com o objectivo de comparar os resultados experimentais com os numéricos, apresentam-se os gráficos 22 e 23 correspondentes ao deslocamento relativo dos extensómetros L1.

### Provete nº1

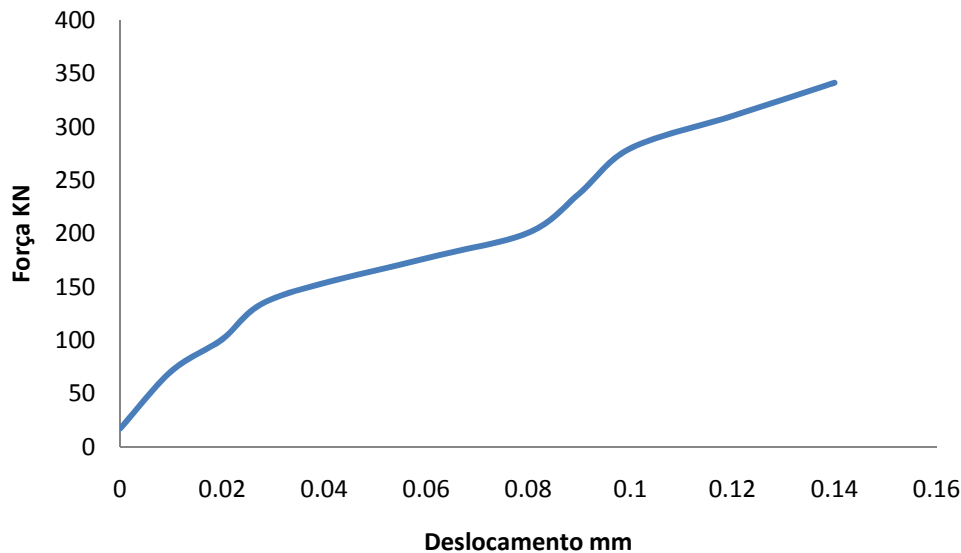


Gráfico 22 - Deslocamento medido no provete nº1

### Provete nº2

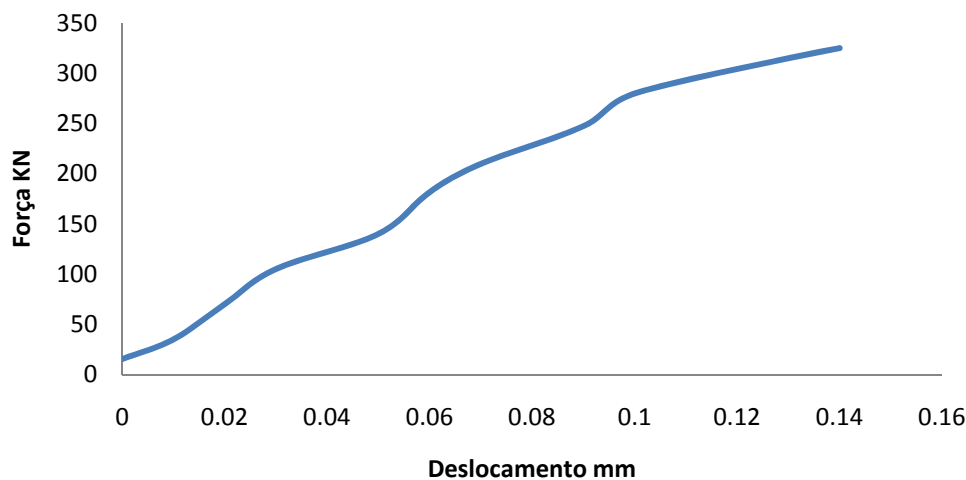


Gráfico 23 - Deslocamento medido no provete nº 2

Como se pode verificar o comportamento à compressão neste ponto é muito semelhante nos dois casos, sendo o deslocamento máximo nas duas paredes aproximadamente igual a 0.14 mm

Fazendo uma análise aos blocos isolados, verifica-se que em média, todos apresentaram fracturas na linha média horizontal da parede exterior de maior dimensão, conforme mostra a figura 63. O valor médio da tensão de rotura é de 3.7 MPa.



Figura 63 - Fractura de um bloco isolado

#### **7.4. Discussão de resultados**

Primeiramente será feita uma discussão dos resultados dos blocos, e posteriormente das paredes.

Os blocos quando carregados verticalmente, supostamente sofreriam um processo de fractura vertical devido às tensões de tracção horizontais provocadas pelo carregamento. No entanto, verifica-se que existe sempre uma linha de fractura horizontal em todos os provetes. Como na zona média do bloco é onde as tensões de compressão são mais elevadas e os septos possuem uma esbelteza elevada, devido a problemas de encurvadura a rotura verifica-se nessa zona e a fractura apresenta esta forma característica.

As paredes apresentaram fracturas de uma forma mais convencional. Verifica-se que nos meios blocos a fractura inicia-se na zona média da face exterior (fig. 60), correspondente ao ponto médio da zona que não está em contacto com a junta interrompida. No caso dos blocos, a fractura inicia-se na zona da interface junta - bloco, onde devido à maior resistência de argamassa de junta existem tracções no betão. O ponto de inicio de fractura mostrou ser aleatório, mas sempre na mesma zona de influência.

Se o carregamento for continuado após as primeiras fracturas (ensaio nº 4), o bloco sujeito a forças de compressão mais elevadas (o da 1ª fiada) vai possuir um comportamento muito semelhante ao dos blocos isolados, ou seja, uma rotura por esmagamento dos grãos devido ao fenómeno de encurvadura.

É de salientar que nas paredes as primeiras fissuras não são resultantes do fenómeno de encurvadura, pelo que se conclui que se dá primeiramente a quebra da matriz de betão que une os agregados leves.



# Capítulo 8 Simulação pelo método dos elementos finitos utilizando o software ABAQUS

---

## 8.1. Introdução ao software comercial ABAQUS

O programa comercial Abaqus disponibiliza um conjunto de soluções com base no método dos elementos finitos, que podem resolver problemas que vão desde análises lineares relativamente simples até problemas não lineares de resolução extremamente complexa. O Abaqus contém uma extensa biblioteca de elementos que podem modelar praticamente qualquer geometria. Tem igualmente uma extensa lista de modelos que permite simular o comportamento de muitos materiais, nomeadamente metais, borracha, polímeros, compósitos, betão armado e espumas geotécnicas e de materiais como solos e rochas.

O Abaqus pode simular problemas em diversas áreas, tais como transferência de calor, difusão de massa, geração térmica de componentes eléctricos (análises térmico-eléctrica), acústica, mecânica dos e análise piezoeléctrica.

O Abaqus oferece ainda uma ampla gama de capacidades para a simulação de aplicações lineares e não lineares. Problemas com múltiplos componentes são modelados pela associação de cada componente a um material adequado, especificando as interações entre componentes. Numa análise não linear o Abaqus escolhe automaticamente os incrementos de carga adequados e as tolerâncias de convergência, ajustando-as continuamente durante a análise de forma a garantir que a solução é obtida de forma eficiente.

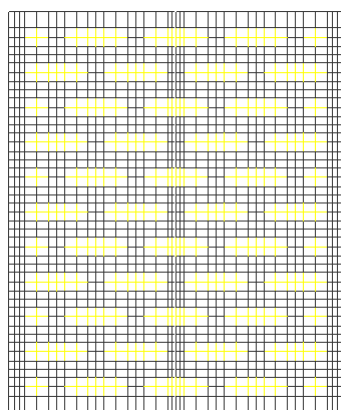
## 8.2. Validação da análise térmica

A validação do programa comercial utilizado é feita de acordo com a Norma EN 1745 [8] segundo a qual a discrepância entre os resultados referenciados e os obtidos deve ser menor que 2%.

Foi efectuada uma análise térmica bidimensional do bloco de betão leve com 0,25 m de comprimento e 0,30m de espessura conforme geometria representada na figura 1.

Para a definição das condições fronteira, as temperaturas ambiente interior e exterior e em conformidade com o previsto no RCCTE foram consideradas constantes e iguais a 20°C e 0°C respectivamente. Considerou-se a transferência de calor por radiação e convecção nas superfícies exterior e interior do revestimento, admitindo os valores referenciados para essas resistências térmicas superficiais iguais a  $R_{si} = 0,13 \text{ m}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{W}$  e  $R_{se} = 0,04 \text{ m}^2\cdot^\circ\text{C}/\text{W}$  respectivamente. Adoptou-se para condutibilidade térmica do reboco da parede  $\lambda_{\text{argamassa}} = 1,15 \text{ W}/(\text{m}\cdot^\circ\text{C})$  e para a condutibilidade térmica do betão  $\lambda_{\text{betão}} = 0,35 \text{ W}/\text{m}\cdot^\circ\text{C}$ .

As dimensões, a resistência térmica e o coeficiente de transmissão térmica equivalente dos vazios estão representados na figura 64.



Resistência térmica e coeficiente de condutibilidade  
térmico equivalente dos vazios

$$0,0142 \times 0,0475 \text{ m} \quad R = 0,1731 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W}$$

$$\lambda_{\text{equi}} = 0,082 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$$

$$0,0142 \times 0,0177 \text{ m} \quad R = 0,1920 \text{ m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W}$$

$$\lambda_{\text{equi}} = 0,074 \text{ W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})$$

Figura 64 - Secção transversal do bloco utilizado para a validação do programa ABAQUS

Para este bloco obteve-se um coeficiente de transmissão térmica igual a  $U = 0,5699 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  sendo o valor correspondente dado pela norma EN 1745 igual a  $U = 0,5656 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ . Uma vez que o erro obtido pelo programa comercial ABAQUS é inferior a 1% considera-se satisfatória a simulação efectuada.

### 8.3. Análise térmica

Em qualquer programa de elementos finitos antes de se efectuar uma simulação numérica é necessário definir a geometria dos vários componentes do objecto em estudo. Efectuou-se uma representação 3D do bloco incluindo os rebocos interior e exterior, as juntas de argamassa verticais e horizontais e todos os alvéolos de ar.

Para criar o desenho recorreu-se ao software comercial CATIA, que possui um modelo de desenho mais poderoso que o ABAQUS, e posteriormente exportou-se a geometria para o ABAQUS.

#### 8.3.1. Desenho das geometrias

A geometria do bloco adoptado encontra-se representada nas figuras 65 e 66.

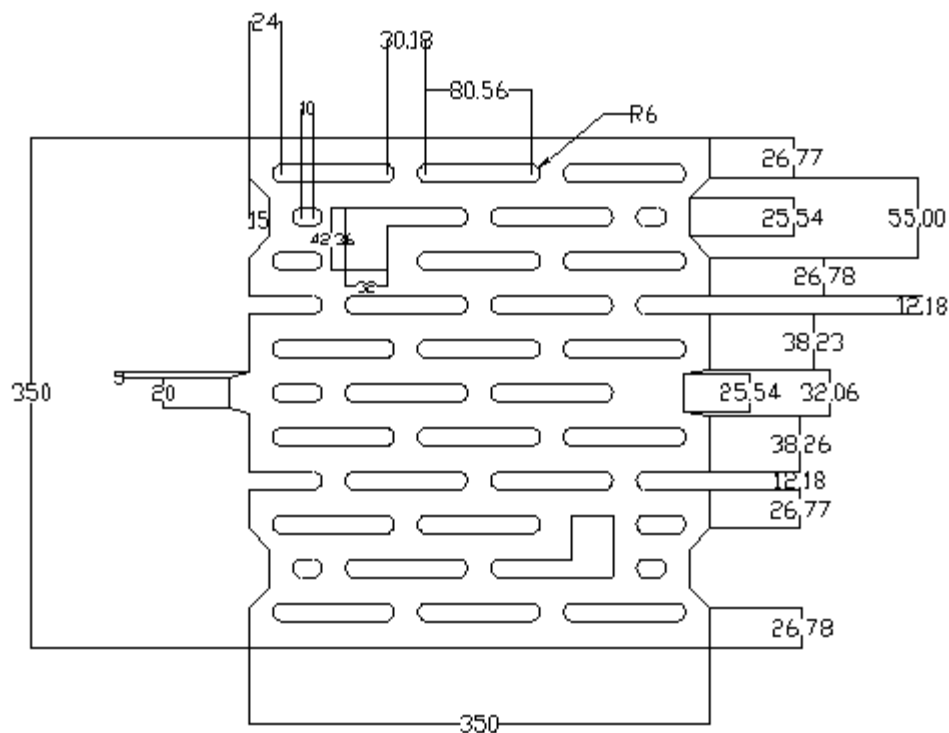


Figura 65 – Dimensões do bloco

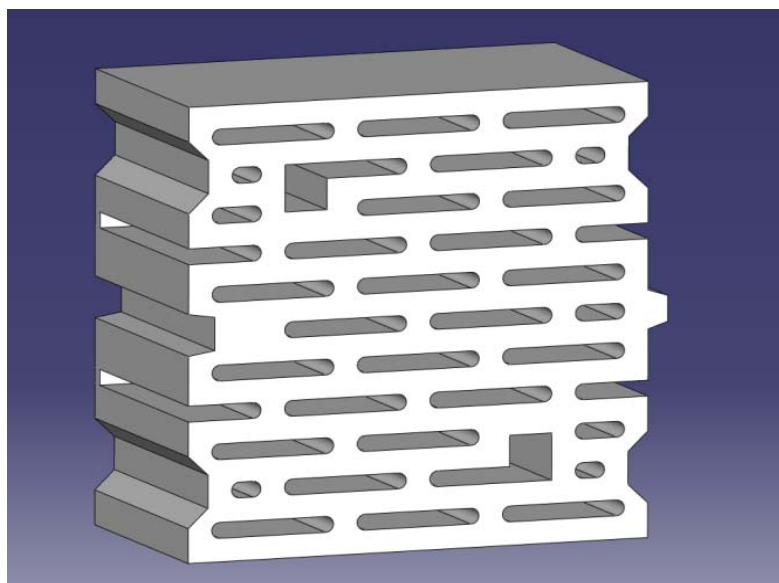


Figura 66 – Geometria do bloco

Nas figuras 67 e 68 representa-se as geometrias dos rebocos interior e exterior e das juntas horizontal e vertical. As diferentes geometrias dos alvéolos estão representadas na figura 69.

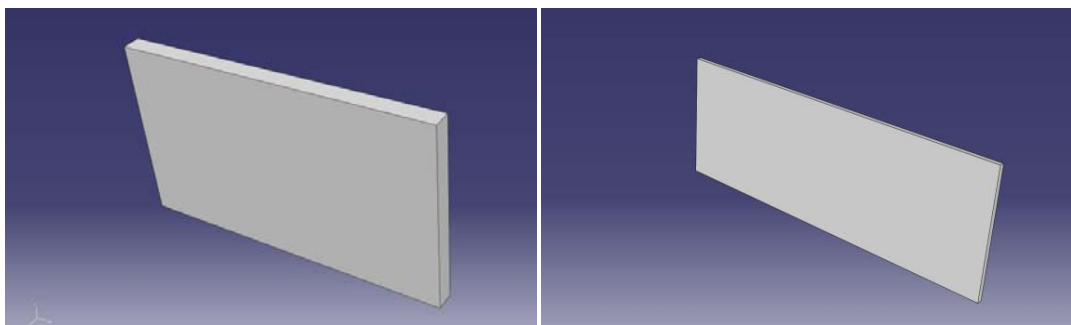


Figura 67 - Geometria de base das camadas do reboco e da junta horizontal

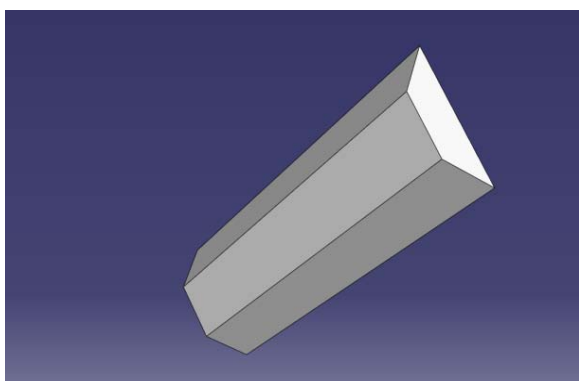


Figura 68 - Geometria de base da junta vertical preenchida

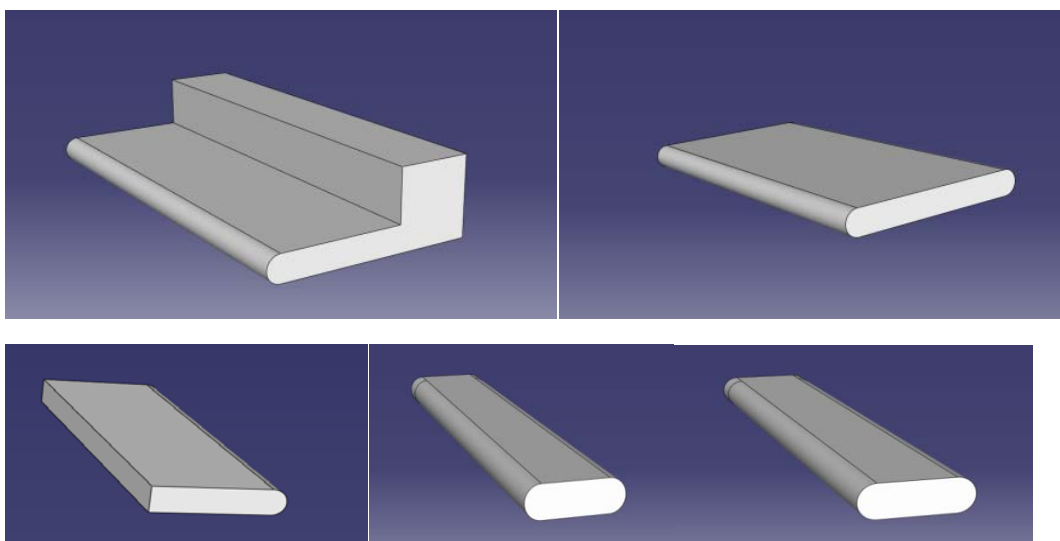


Figura 69 - Geometrias de base dos alvéolos

### 8.3.2. Propriedades dos elementos

Como já foi descrito, adoptou-se a condutibilidade térmica do betão igual  $0,38 \text{ W/(m.}^{\circ}\text{C)}$ , correspondente a uma densidade de  $1050 \text{ Kg/m}^3$ .

Quanto às argamassas, estas são o material do qual são feitas as juntas verticais e horizontais.

A junta horizontal é um elemento obrigatório na ligação entre blocos. É uma junta interrompida, constituída por duas fiadas com as dimensões de 0.35 m de comprimento por 0.11 m de largura e a sua colocação é feita nas paredes horizontais do bloco, efectuando a ligação entre eles. A sua condutibilidade térmica é de  $0,54 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ .

As juntas verticais são elementos que melhoram o comportamento das paredes de alvenaria quando solicitadas a acções horizontais, tais como as resultantes de actividades sísmicas. Desta forma é obrigatório o uso deste tipo de juntas nas zonas em que o risco de haver actividade sísmica é elevado. Por este motivo é obrigatória a sua inclusão no bloco escolhido, para que o sistema seja útil nas condições mais desfavoráveis.

A sua condutibilidade térmica é também igual a  $0,54 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ .

Os rebocos interior e exterior possuem a espessura de 0.02 m e um coeficiente de condutibilidade térmica igual a  $\lambda = 0,80 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  e  $\lambda = 1,00 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  respectivamente.

Os alvéolos de ar são uma zona de difícil caracterização térmica, uma vez que no seu interior encontramos fenómenos de transmissão de calor por condução, convecção e radiação. Na análise pelo MEF não se pode desprezar a existência de ar nos alvéolos, uma vez que neste caso o programa considera esses espaços como cavidades em vácuo só havendo transferência de calor por convecção, o que não corresponde à realidade. Além disso os fenómenos de convecção e radiação dependem da geometria dos alvéolos, o que torna o problema mais complexo. Deste modo recorreu-se ao estudo de um investigador da FEUP [56] que desenvolveu um algoritmo para determinar o coeficiente de condutibilidade térmica equivalente para os alvéolos de ar. Sendo assim a condutibilidade de cada alvéolo é dada na seguinte tabela:

**Tabela 57 - condutibilidade térmica equivalente dos alvéolos de ar**

Alvéolo de ar	Condutibilidade térmica equivalente $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$
Alvéolo convencional	7.4E-5
Alvéolos pequenos	7.2E-5
Alvéolo de maior dimensão	1.75E-4

### **8.3.3. Assemblagem dos elementos**

É necessário definir no ABAQUS qual a disposição de cada um dos constituintes da parede em relação uns aos outros. Também é essencial definir o tipo de ligação que existe entre os constituintes, para que a transferência de calor seja simulada da forma mais correcta.

A geometria obtida está representada na figura 70.

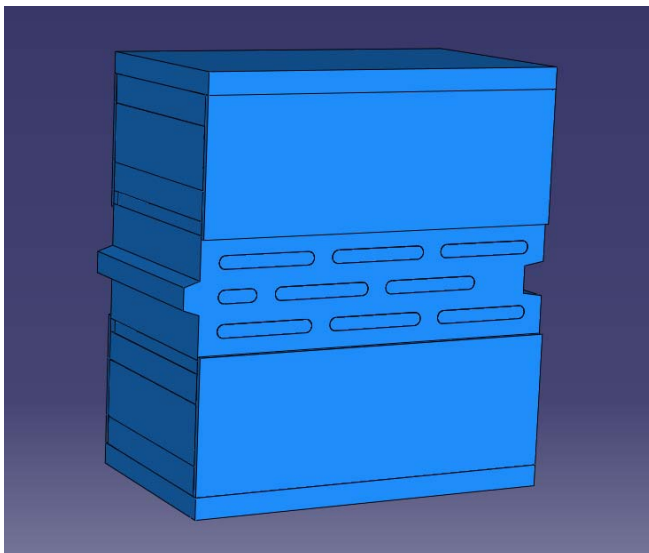


Figura 70 - geometria final

Considerou-se que existia uma ligação perfeita entre todos os elementos em contacto para que a transferência de calor seja modelada de forma correcta.

#### 8.3.4. Definição das condições iniciais e de fronteira

Considera-se a temperatura inicial do bloco igual a 20 °C. É estipulado que a temperatura da superfície exterior do reboco interior é de 20 graus, e que o coeficiente de convecção/radiação da superfície é igual a  $\lambda=7,62E-6 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{°C})$ .

Relativamente ao reboco exterior, considera-se a temperatura igual a 0 °C e o coeficiente de convecção/radiação com o valor de  $\lambda = 2.5E-5 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{°C})$ .

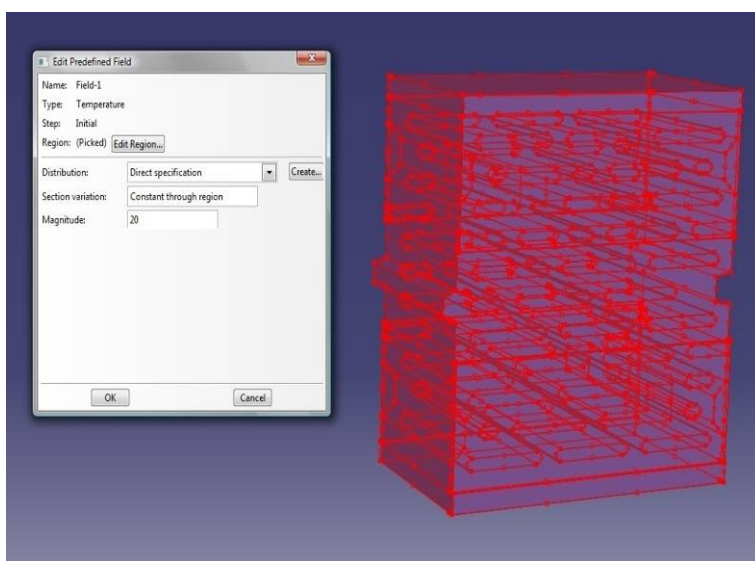


Figura 71 - Condições iniciais

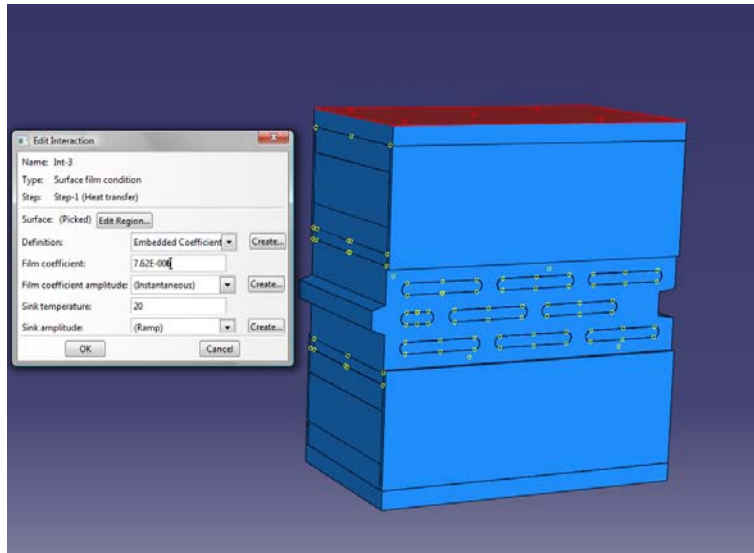


Figura 72 - Condições de fronteira

### 8.3.5. Discretização em elementos finitos

Uma das etapas mais importantes para a definição do problema é a criação da malha de elementos finitos. Para isso é necessário definir o tipo de elemento utilizado em cada geometria, assim como o refinamento da malha, e o tipo de integração a ser utilizada (nº de pontos de Gauss). Deste processo depende a correção dos resultados obtidos.

É do senso comum que a geometria dos elementos deve ser o mais regular possível uma vez que conduz a uma maior simplificação dos cálculos. No entanto existem geometrias que não permitem o uso de malhas regulares.

No processo de selecção, optou-se por atribuir aos rebocos e às juntas elementos quadrangulares, com distância entre nós de 20 mm.

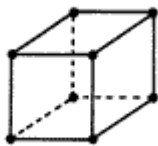


Figura 73 - Elemento tetraédrico

Para a discretização do bloco e dos alvéolos de ar utilizou-se uma malha com elementos tetraédricos triangulares uma vez que a geometria é bastante complexa, e possui muitas superfícies curvas. No bloco definiu-se uma distância entre nós aproximadamente de 8 mm, e para os alvéolos de ar de 5 mm.



Figura 74 - elemento tetraédrico triangular

A representação do bloco discretizado encontra-se na figura 75.

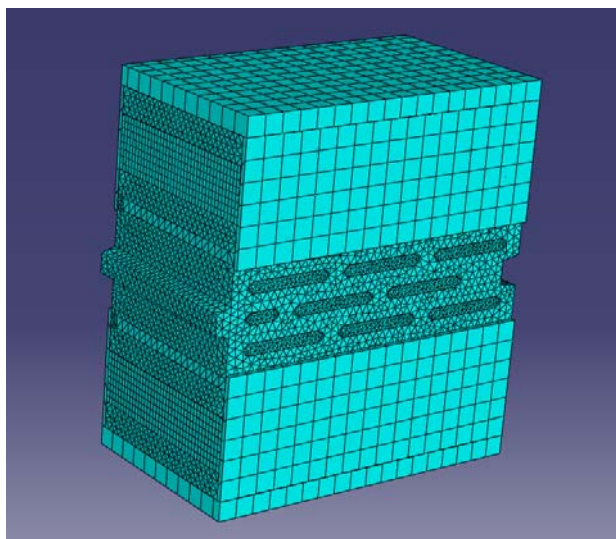


Figura 75 - Malha de elementos finitos

### 8.3.6. Resultados obtidos

Após efectuados todos os passos anteriores procede-se ao processo de simulação. Os valores obtidos após simulação são a temperatura nodal e o fluxo de calor nos elementos.

O diagrama de distribuição de temperaturas está ilustrado na imagem 76. Verifica-se um gradiente de temperaturas; a temperatura mais elevada, próxima de 20°C, observa-se na superfície interior e a mais baixa, próxima de 0°C, na superfície exterior.

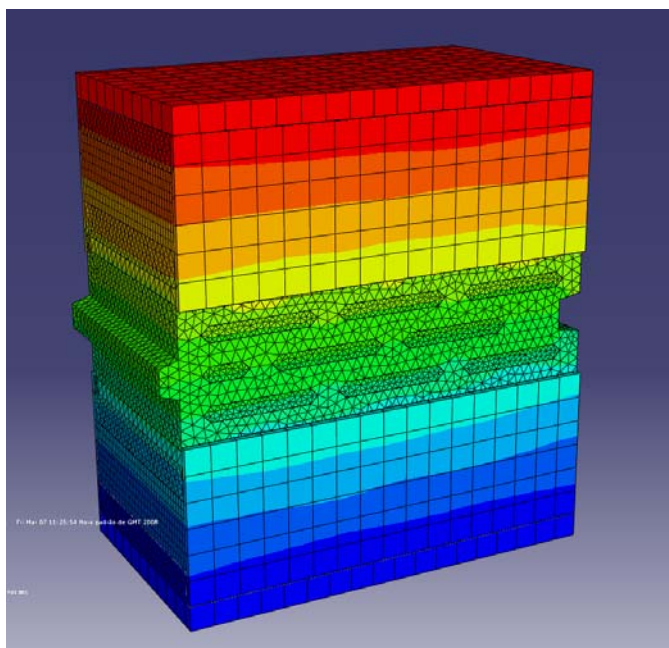


Figura 76 - Distribuição de temperatura



O diagrama de fluxos apresenta o valor do fluxo de calor em cada nó. De forma a obter o coeficiente de transmissão térmica  $U$ , efectuou-se um somatório de todos os fluxos dos nós exteriores do reboco interior.

No ABAQUS é necessário fazer uma selecção dos nós que se pretende somar, e posteriormente o próprio software executa o cálculo pretendido.

A imagem seguinte representa o fluxo de calor, assim como os nós em que é efectuada a sua soma.

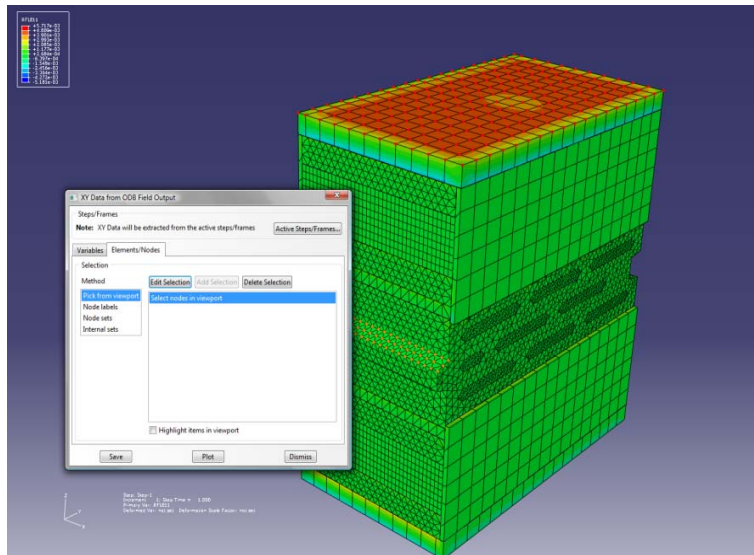


Figura 77 - Distribuição do fluxo de calor

A obtenção do coeficiente de transmissão térmica do bloco é dada pela expressão (8.1).

$$U = \frac{\sum F_l}{\Delta T \cdot l \cdot h} \quad (8.1)$$

Onde  $F_l$  representa o fluxo em cada nó, e  $\Delta T$  o gradiente de temperaturas entre a superfície exterior e interior, igual a 20°C.

O valor obtido para o coeficiente de transmissão térmica é igual a  $U=0,503 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ , o que permite satisfazer o valor limite indicado no novo regulamento RCCTE para a zona climática mais severa (zona climática I3:  $U=0,50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C})$ ).

## 8.4. Análise mecânica

A simulação dos comportamento mecânico à compressão pelo método dos elementos finitos poder ser realizada utilizando um modelo micro ou macro detalhado.

Nesta tese efectuou-se uma análise micro detalhada, considerando o efeito de interface, e as propriedades não lineares do material.

O procedimento é essencialmente o mesmo que o utilizado para a análise térmica, ou seja, é necessário fazer uma representação tridimensional do bloco e das juntas. Para a simulação de paredes foi ainda necessário acrescentar a geometria do meio bloco.

### 8.4. 1. Geometrias

Conforme já referido, a única geometria nova a ser utilizada na simulação de paredes consiste na introdução de um meio bloco macho, e outro fêmea. Não se considerou a existência de rebocos nem de juntas verticais.

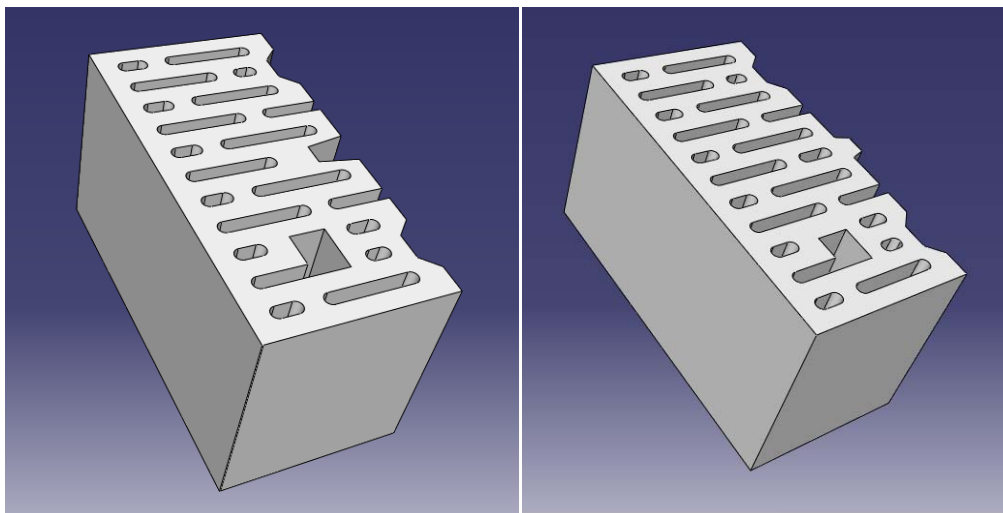


Figura 78 - Meios blocos fêmea e macho

### 8.4.2. Propriedades dos materiais

Na simulação do comportamento mecânico de paredes de alvenaria, considerou-se comportamento linear elástico para junta e comportamento não linear para o betão.

Os ensaios mecânicos demonstraram que a junta não sofreu qualquer dano, devido ao facto de a sua resistência ser superior à do betão. Desta forma apenas se considerou comportamento elástico do material cujas propriedades foram determinadas no capítulo 5.

Sendo assim considerou-se a sua densidade de  $1100 \text{ kg/m}^3$ , o seu módulo de Young de  $15000 \text{ MPa}$  e o coeficiente de Poisson de  $0.15$ .

As propriedades do betão foram introduzidas de forma a caracterizar o comportamento elástico e plástico do mesmo.

Na modelação do comportamento à compressão e tracção, introduziram-se os valores obtidos na caracterização do betão.

Na simulação numérica para descrição do comportamento mecânico do betão foi necessário descrever por pontos a curva referente ao comportamento plástico à tracção e compressão. Depois, de forma a caracterizar o tipo de comportamento, foi necessário introduzir o valor do ângulo de dilatação no plano p-q, a excentricidade do potencial plástico, a razão entre a tensão de cedência equibiaxial e uniaxial e o parâmetro Kc. Todos estes parâmetros estão descritos no capítulo 6, na descrição matemática do processo de simulação.

**Tabela 58 - Características elasto-plásticas do betão leve**

Parâmetro	Valor
Ângulo de dilatação	30 °
$\epsilon$	0.1
$\frac{\sigma_{bo}}{\sigma_{co}}$	1.16
Kc	2/3
E	8500 MPa
$\nu$	0.25
Densidade	1050 Kg/m <sup>2</sup>

O valor do módulo de Young considerado corresponde ao valor fornecido pela MAXIT, pois aparentou ser mais indicado para o material em estudo.

Na caracterização do comportamento à compressão e tracção, introduziram-se os valores obtidos na caracterização do betão. Os valores introduzidos correspondem a uma selecção dos ensaios realizados no capítulo 5. De salientar que a deformação introduzida inicia-se em 0, e todos os valores são relativos à deformação no ponto de cedência. Esta é uma exigência na formulação adoptada pelo software ABAQUS.

**Tabela 59 - Pontos relativos ao comportamento plástico à compressão do betão**

Tensão MPa	Deformação
3.107386	0
3.663601	9.71E-05
4.50767	0.000196
5.46669	0.000318
6.08054	0.000495
6.65593	0.000592

Na caracterização do comportamento à tracção, apenas se indicou que a tensão de cedência correspondia a 0.5 MPa, correspondendo ao valor médio obtido no capítulo 5.

#### **8.4.3. Assemblagem dos elementos**

A parede a simular é constituída por 4 fiadas de blocos, unidos por juntas horizontais de argamassa interrompida. A sua geometria final está representada na figura 79.

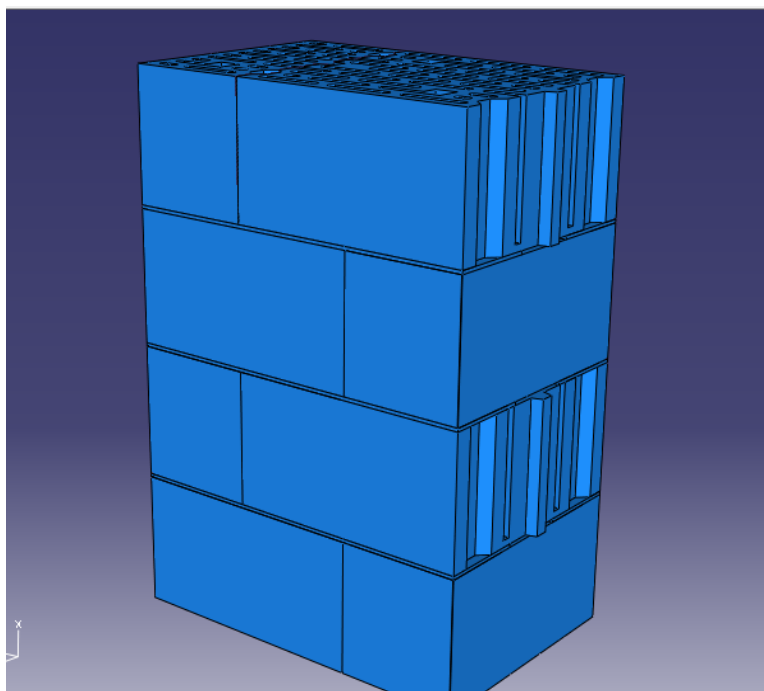


Figura 79 - Assemblagem da parede

#### **8.4.4. Definição das interfaces bloco-bloco e bloco-argamassa**

Na modelação das interfaces, considerou-se que nas zonas de contacto bloco-bloco, apenas se consideraria o contacto normal, e não haveria atrito entre ambos, devido ao facto de o deslocamento relativo ser desprezável. Ao indicarmos “small sliding” o programa estabelece por definição que o deslocamento por si só já é praticamente nulo.

Na interacção junta - bloco, considera-se que as juntas estão coladas ao bloco, ou seja, que não existe deslocamento relativo entre os nós de cada elemento construtivo. Também é definido o contacto normal como na interacção bloco-bloco.

Este tipo de interacção é obtido indicando ao programa que não pode haver separação da junta com o bloco, e que no início da simulação ambas as partes já se encontram em contacto.

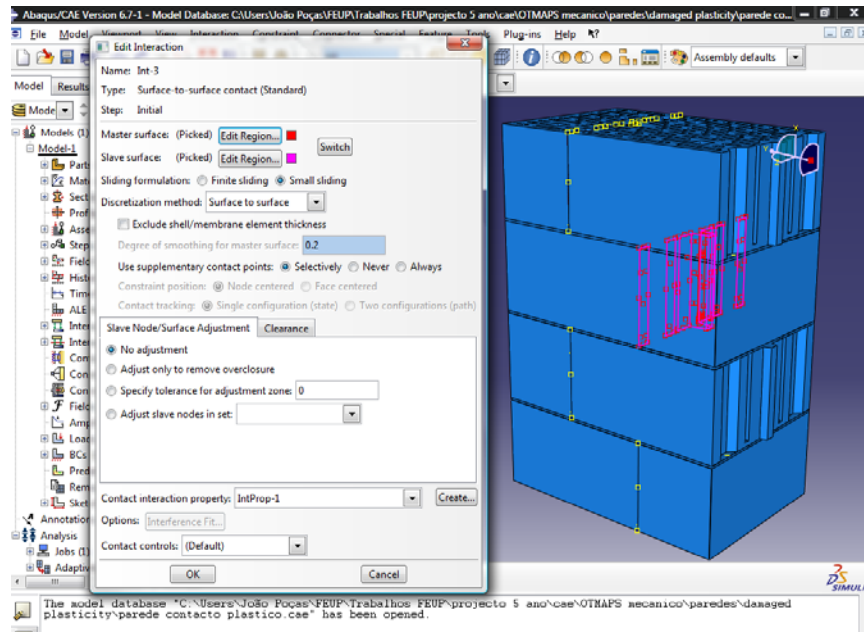


Figura 80 - Definição da interacção bloco-bloco

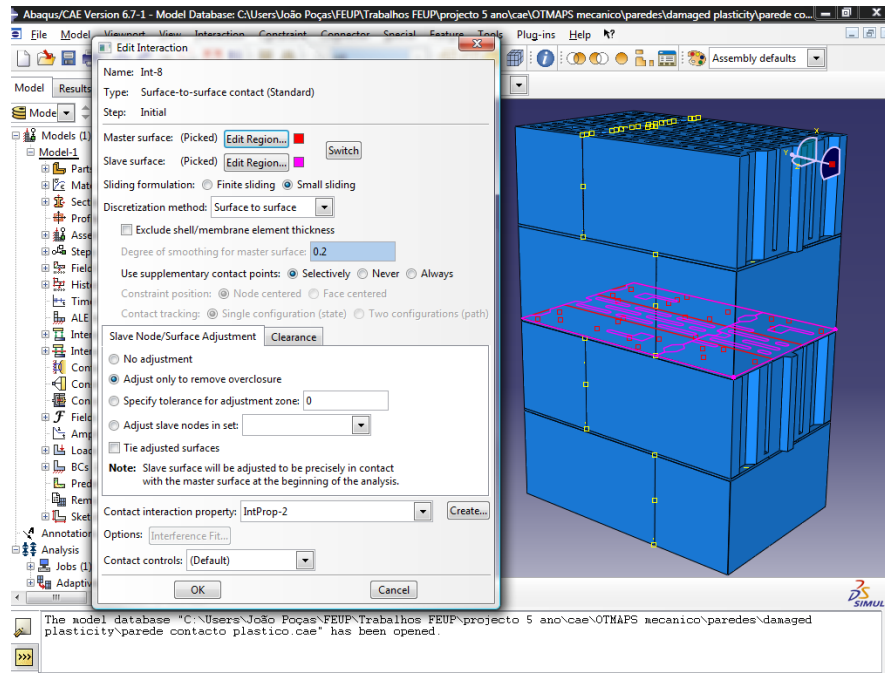


Figura 81 - Definição da interacção bloco-junta

#### 8.4.5. Definição das cargas aplicadas e condições de fronteira

Após a montagem do bloco optou-se por encastrar a base da parede, com o objectivo de facilitar a convergência da solução final, uma vez que todo o processo de cálculo é executado por métodos iterativos.

Ficou definido que se consideraria o efeito da acção gravítica, e seria aplicada uma carga progressiva de 3,2 MPa/s no topo da parede. Este valor de carga corresponde ao valor aplicado no ensaio mecânico para a parede nº 2.

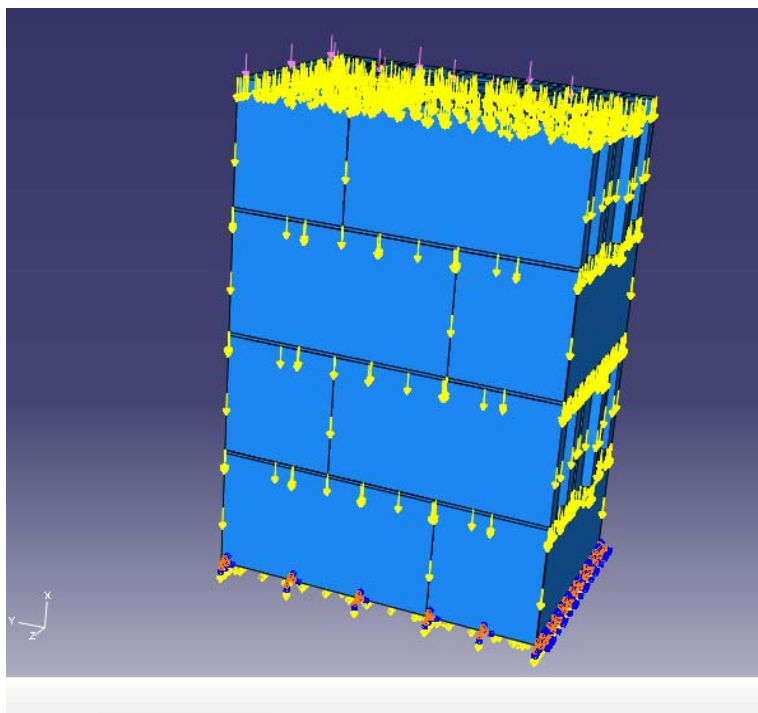


Figura 82 - Cargas aplicadas e condições de fronteira

#### **8.4.6. Discretização em elementos finitos**

O processo de discretização é semelhante ao utilizado na simulação térmica. A geometria dos elementos para as junta e blocos é exactamente igual. A diferença principal está no refinamento. Na análise mecânica, devido à enorme complexidade do processo de cálculo, não se pode refinar a malha ao mesmo nível da análise térmica. Desta forma optou-se por se considerar que os nós estariam distanciados entre si em média 30 mm.

Foi também considerada integração reduzida nos elementos de junta em consequência de a sua espessura ser muito baixa relativamente às restantes dimensões.

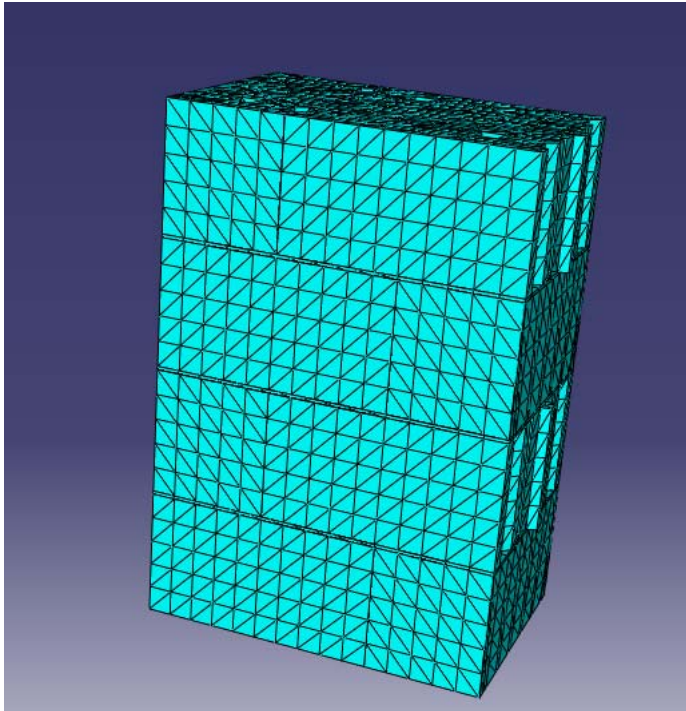


Figura 83 - Discretização em elementos finitos da parede

#### 8.4.7. Resultados obtidos

Dos resultados obtidos pela simulação efectuada pelo MEF e conforme utilizado por outros autores analisou-se a distribuição das tensões principais máximas para se determinar os pontos de início de fractura, e efectuou-se um gráfico força deslocamento relativo a dois pontos próximos da localização do extensómetro L1.

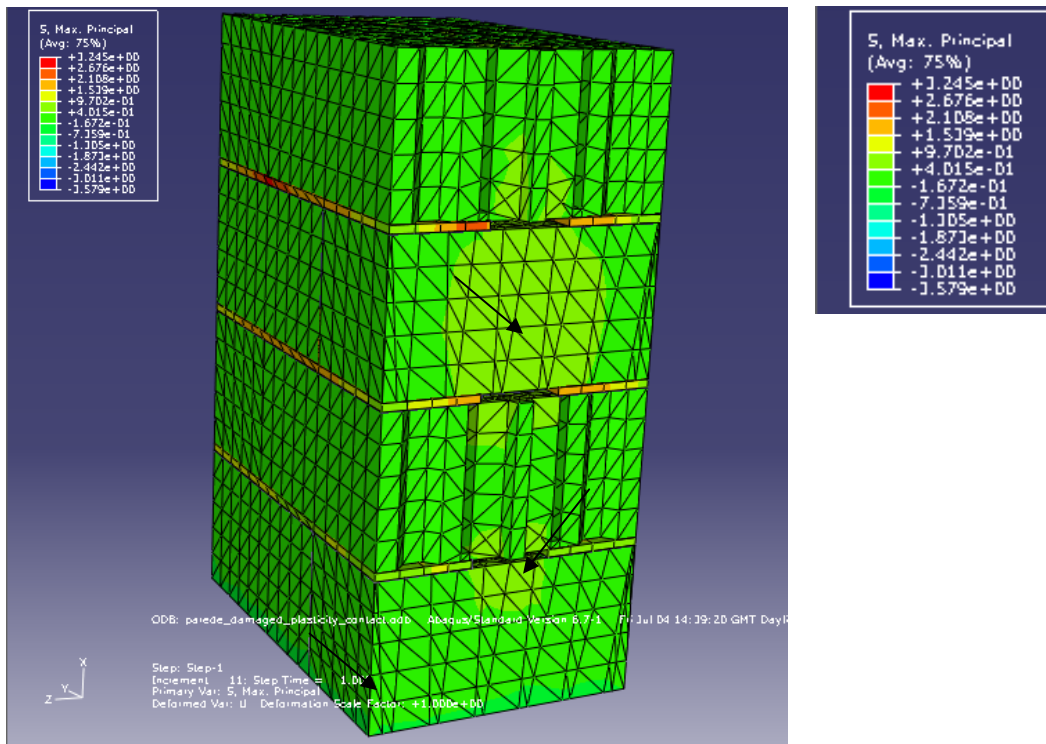
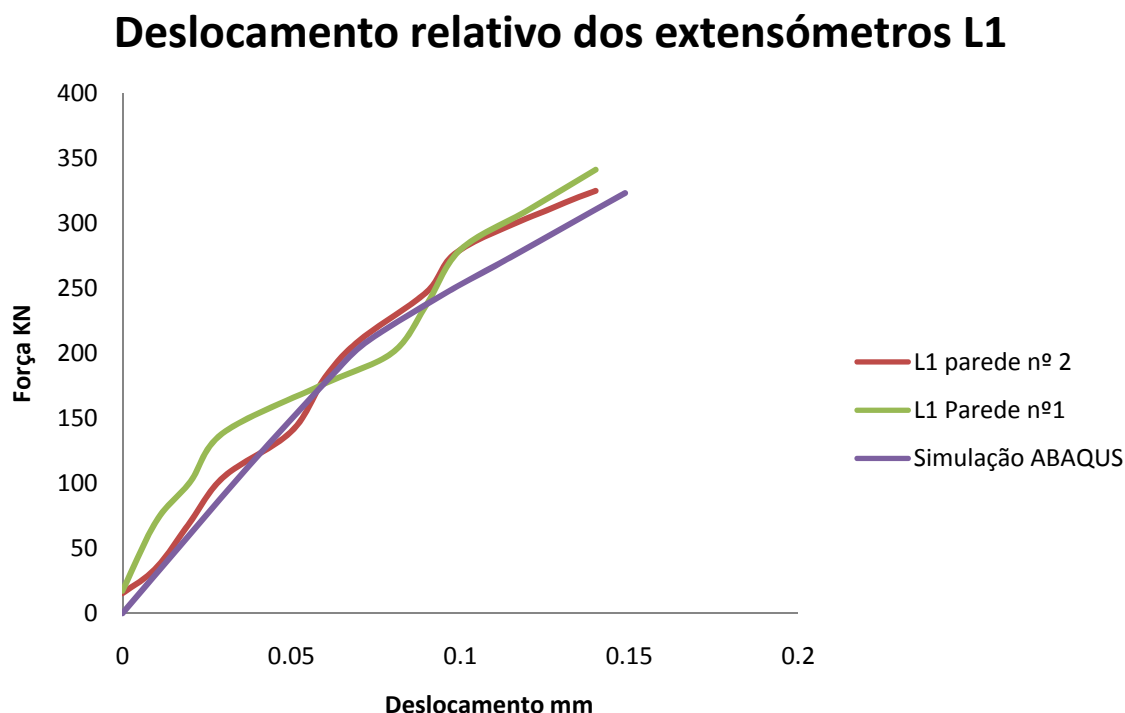


Figura 84 - Distribuição das tensões principais na parede



Como se pode verificar, as tensões de tracção são mais elevadas na zona do bloco que está no espaço não preenchida da junta. Nestes pontos o valor da tensão é de aproximadamente 0.7 MPa, o que corresponde a um valor muito próximo da tensão de rotura, e a qualquer instante pode-se dar a rotura do bloco.

No gráfico 24 apresenta-se o deslocamento relativo correspondente ao extensómetro L1 comparando o seu valor com o obtido experimentalmente.



**Gráfico 24 - Comparação do deslocamento relativo do extensómetro L1 real com o valor teórico**

Como se pode verificar a simulação acompanha com bastante proximidade os valores de deslocamento real, estando o valor numérico mais próximo do comportamento observado na parede nº2.

Por sua vez a carga aplicada na simulação é praticamente igual à carga máxima aplicada no ensaio nº 2, o que mostra que o modelo matemático se encontra muito próximo da realidade.

A definição exacta do ponto de início de rotura não pode ser efectuada pois nos ensaios mecânicos esse ponto nunca foi o mesmo. Apenas podemos prever uma área em que a probabilidade é muito superior.

Nas zonas em que a esbelteza dos septos é muito elevada, o modelo matemático não prevê a rotura. No entanto como nas paredes as primeiras fissuras se deram por tracção pura, este modelo revela ser um modelo válido na simulação de paredes de betão leve.

#### **8.4.8. Comparação com análise linear elástica**

Realizou-se uma análise linear elástica do modelo, mantendo todas as variáveis já descritas, e retirando a informação referente ao comportamento plástico do betão. Esta simulação foi efectuada para comprovar a importância do efeito da não linearidade na simulação na distribuição de tensões final.



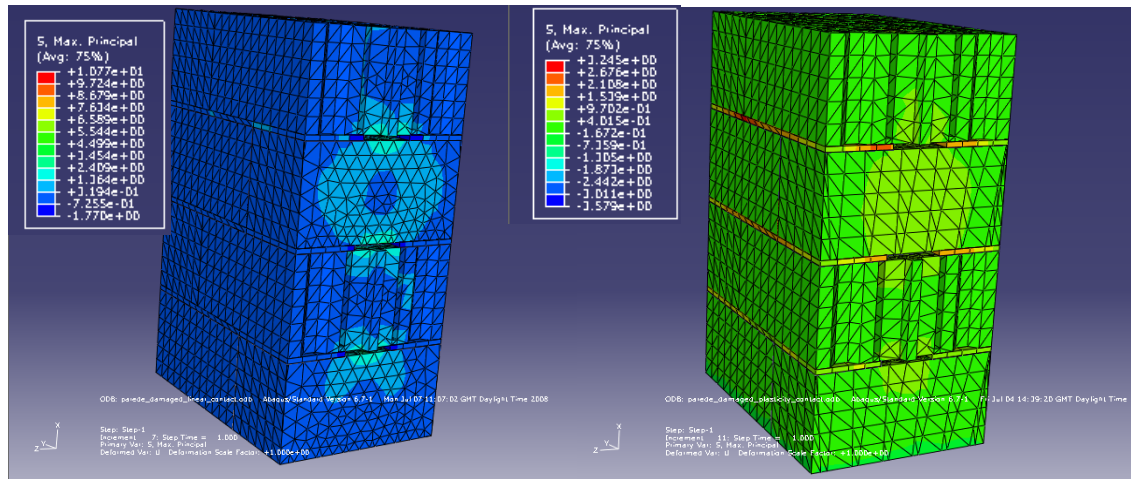


Figura 85 - Comparação da distribuição de tensões numa análise linear elástica e análise plástica

Como podemos verificar na figura 85, existe uma enorme diferença na distribuição caso não seja considerado o efeito da não linearidade do material. O valor das tensões de tracção na zona de fractura na análise linear corresponde aproximadamente a 4 MPa, valor muito elevado e que sem dúvida não corresponde à realidade, pois considerando este modelo como válido, a rotura teria de se dar muito mais cedo do que se deu na realidade.

Comparando também o deslocamento relativo correspondente ao extensómetro L1, verificamos os seguintes resultados no gráfico

## Deslocamento relativo ao extensómetro L1

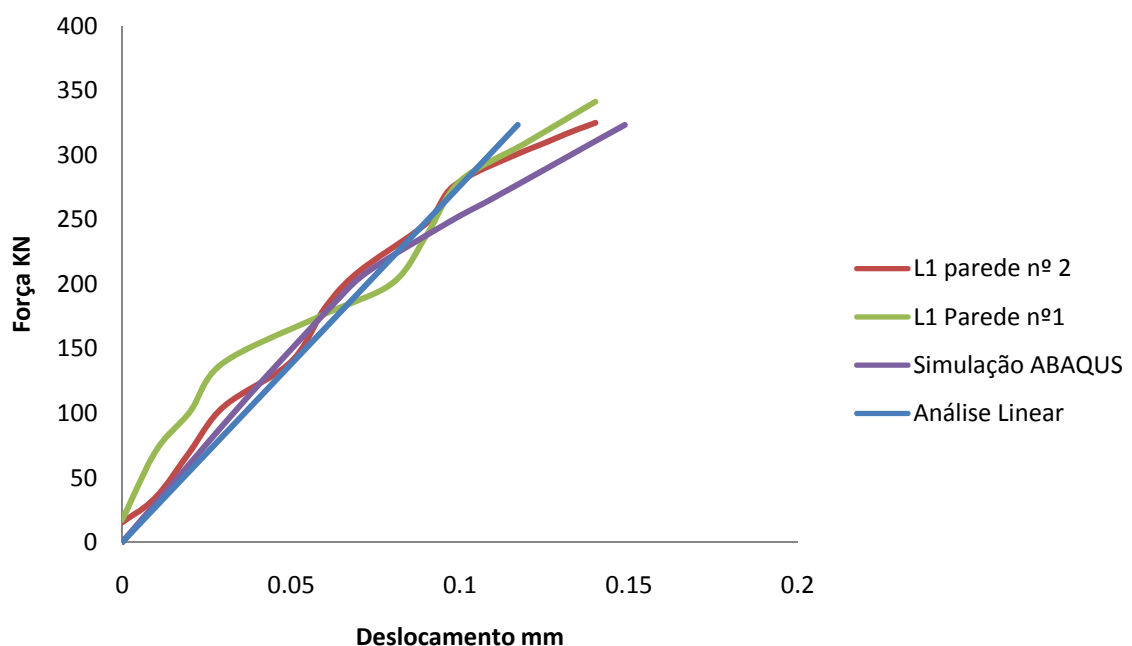


Gráfico 25 - Comparação do deslocamento relativo da análise linear com os restantes deslocamentos

Verifica-se efectivamente que a análise não linear revela ser um método muito mais preciso na simulação do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de blocos de betão.

## Capítulo 9 – Conclusões

---

A realização deste estudo permitiu a obtenção de várias conclusões sobre o comportamento térmico e mecânico de betões leves.

A relação de compromisso entre a densidade mínima do betão necessária para respeitar o RCCTE e em simultâneo conferir ao bloco a capacidade de desempenhar função de alvenaria resistente foi considerada bastante boa, devido ao facto de o bloco possuir todos os requisitos necessários para as duas especificações.

No respeitante ao comportamento térmico, o bloco juntamente com todos os elementos construtivos da alvenaria, possui um coeficiente de condutibilidade térmica que respeita os limites impostos no RCCTE para a zona I3, a zona de maior exigência térmica do país.

O número de fiadas de alvéolos de ar perpendiculares ao sentido do fluxo mostrou ser o ideal, pois permite que a percentagem de furação seja aproximadamente 40%.

Em relação ao comportamento mecânico, o processo de simulação foi muito mais difícil e complexo. O software Abaqus possui um modelo matemático para betão convencional, e esse modelo apenas permite uma aproximação relativamente boa dos valores obtidos experimentalmente. Com o objectivo de ultrapassar este problema realizaram-se ensaios à compressão de provetes de betão leve que permitiram validar a simulação numérica efectuada.

Através da análise de blocos isolados constata-se que existe sempre uma linha de fractura horizontal em todos os provetes. Na zona média do bloco as tensões de compressão são muito elevadas e uma vez que os septos possuem uma esbelteza elevada, devido a problemas de encurvadura a rotura verifica-se nessa zona e a fractura apresenta esta forma característica.

Nos ensaios de provetes de parede verificou-se que a utilização de uma junta horizontal interrompida induz a uma elevada concentração de tensões de tracção nos blocos na zona interrompida da junta. O efeito da junta de grão não pode ser desprezado no respeitante à análise do comportamento mecânico. A nível experimental verifica-se que no estudo das paredes a rotura ocorre na zona da matriz de betão e nas juntas de grão, próximo da zona interrompida da junta.

A simulação do comportamento mecânico mostrou ser muito próxima do comportamento real. Depois de se experimentarem vários modelos para a simulação da interacção junta-bloco foi possível obter uma curva de deslocamento relativo dos pontos de apoio do extensómetro L1 muito próxima dos valores obtidos experimentalmente.

No respeitante à localização da rotura inicial, apenas é possível prever uma zona de maior probabilidade de iniciação de fractura. Isto acontece porque em nenhum dos ensaios mecânicos a fractura se deu nos mesmos pontos, mas sempre na zona interrompida da junta. Este fenómeno dá-se devido à granulosidade do betão, e ao facto de a aderência das juntas de grão não ser uniforme, assim como a quantidade de betão a unir os grãos de leca. A heterogeneidade do bloco é então o principal causador da aleatoriedade do ponto de início de fractura.

Após o aparecimento das primeiras fracturas dá-se o efeito de encurvadura dos septos, provocando fissuras horizontais na primeira fiada da parede (ensaio nº4) resultantes do esmagamento dos grãos de leca.

De forma a melhorar este estudo seria extremamente importante efectuar a realização de mais ensaios de paredes. Neste estudo não foram efectuados todos os ensaios desejados devido à cedência tardia dos blocos por parte da empresa Maxit, e ao custo inerente à produção de provetes de parede.

No respeitante ao modelo matemático, a consideração dos elementos de junta revelou ser importantíssima para a convergência da solução final. Os estudos realizados por outros autores foram essenciais para a simplificação da introdução dos dados relativos à junta, e à sua interacção com os blocos. A consideração da não existência de movimento relativo entre a junta de argamassa e o bloco simplifica o modelo matemático e não prejudica em nada a solução final.

Mostrou-se igualmente importante a consideração do comportamento não linear do betão na obtenção da distribuição de tensões e deslocamento das paredes. Caso não fosse considerado os resultados obtidos seriam bastantes irreais e insatisfatórios.

Este estudo poderia ser complementado com o estudo numérico de ensaios de parede à flexão e com a consideração do preenchimento de juntas verticais; ainda se poderia estudar o efeito da existência de reboco em ambas as faces da parede.

# Bibliografia

---

- [1] ABAQUS, User's Manual, Version 6.4, 2003.
- [2] Alves, S.; Sousa, H., Paredes Exteriores de Edifícios em Pano Simples, Lisboa-Porto,-Coimbra, Lidel - edições técnicas, lda, 2003.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). ACI 530-92 - Building code requirements for masonry structures. Detroit, Michigan
- [4] ANDOLFATO, R.P.; CAMACHO, J.S.; MAURICIO, R.M. (2002). Blocos de concreto: A busca de um traço otimizado. *Revista do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto*, São Paulo, ano X, n.29, p.32-39, abr/jun.
- [5] António C.A.C ;Castro C.F.; Sousa L.C., Optimization of metal forming processes, Computers and structures, Ed. K Bathe and . Topping. 2004 Vol. 12, pp. 1425-433
- [6] BARBOSA, C. S. Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia de São Carlos. 2004
- [7] BSI – BS 5628: Part 3. *British Standards Code of Practice for Use of Masonry. Part 3: Materials and Components, Design and Workmanship*. BSI, London, 2005.
- [8] CARASEK, H. Aderência de Argamassas À Base de Cimento Portland a Substratos Porosos - Avaliação Dos Fatores Intervenientes e Contribuição Ao Estudo Do Mecanismo de Ligação. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 1996.
- [9] Castro C.F.; António C.A.C.; Sousa L.C., Optimization of Shape and Process parameters in metal forging processes using genetic algorithms, Journal of Materials Processing Technology, 2004,Vol.146, pp.356-364, Editor: M.S.J. Hashmi (Ireland).
- [10] CAVALHEIRO, O.P. Paredes em alvenaria: conceituação, componentes, uso e segurança In: ENCONTRO NACIONAL DA CONSTRUÇÃO, 10, 1990, Gramado. *Anais...* Porto Alegre: s.c.p., 1990. p.913-30.
- [11] CAVALHEIRO, O.P.; GOMES, N.G. (2002). Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de resistência à compressão. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte. *Proceedings*. p.411-19.
- [12] CAVALHEIRO, O.P.; GOMES, N.G. (2002). Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de resistência à compressão. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte. *Proceedings*. p.411-19.
- [13] CEN – EN 1015-11. *Methods of Test for Mortar for Masonry – Part 11: Determination of Flexural and Compressive Strength of Hardened Mortar*. CEN, 1999.
- [14] CEN – EN 1015-2. *Methods of Test for Mortar for Masonry – Part 2: Bulk Sampling of Mortars and Preparation of Test Mortars*. CEN, 1998.

- [15] CEN – EN 13501-1. *Fire Classification of Construction Products and Building Elements. Part 1: Classification Using Test Data from Reaction to Fire Tests*. CEN, 2007.
- [16] CEN – EN 13823. *Reaction to Fire Tests for Building Products. Building Products Excluding Floorings Exposed to the Thermal Attack by a Single Burning Item*. CEN, 2002.
- [17] CEN – EN 1996-1-1. *Eurocode 6 – Design of Masonry Structures. Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry*. CEN, 2005.
- [18] CEN – EN 1996-2. *Eurocode 6 – Design of Masonry Structures. Part 2: Design Considerations, Selections of Materials and Execution of Masonry*. CEN, 2005.
- [19] CEN – EN 1998-1. *Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. CEN, 2004.
- [20] CEN – EN 771-3. *Specifications for Masonry Units. Part 3: Aggregate Concrete Masonry Units (Dense and Light-weight Aggregates)*. CEN, 2003.
- [21] CEN – EN 998-2. *Specification for Mortar for Masonry. Part 2: Masonry Mortar*. CEN, 2003.
- [22] CEN – NP EN 1996-1-1. *Anexo Nacional Eurocódigo 6*. CEN, 2006.
- [23] CEN – NP EN 1998-1. *Anexo Nacional Eurocódigo 8 – Regras Específicas para Estruturas de Alvenaria*. CEN, 2005.
- [24] CHEEMA, T. S., KLINGNER, R. E. Compressive strength of concrete masonry prisms. *ACI Journal*, Jan. - Feb. 1986. volume 83, págs. 88–97.
- [25] Coeficientes de Transmissão Térmica de Elementos da Envolvente de Edifícios. ITE 50, LNEC, Lisboa, 2006.
- [26] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN (1990). CEB-FIP model code 1990. Bulletin d'Information.
- [27] CSTB – DTU 20.1. *Ouvrage en Maçonnerie de Petits Éléments – Parois et Murs*. CSTB, Paris, 1994.
- [28] DEJONG, K., Evolutionary computation, Recent developments and open issues, *Evolutionary Algorithms in Engineering Computer Science*, Chichester, EUROGEN99, (1999), pp. 43-54, John Wiley & Sons, Ltd.
- [29] DINIS, L. “Sebenta de Elementos Finitos”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- [30] FAHMY, E. H., GHONEIM, T. G. M. Behaviour of concrete block masonry prisms under axial compression. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 1995. volume 22, págs. 898–915.
- [31] FRANCO, L. S. "Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada". Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.
- [32] FRANCO, L. S. "Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada quando submetido a esforços de compressão". Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.
- [33] FRANCO, L. S. (1987). Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a

- esforços de compressão. São Paulo. 136p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo
- [34] FRANCO, L.S. A capacidade resistente da alvenaria estrutural não armada. In: EPUSP, 2000, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000. PCC-2515
- [35] FRANCO, L.S. A capacidade resistente de paredes de alvenaria. In: EPUSP, 1988, São Paulo. *Anais...* São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1988. p.77-94.
- [36] GALLEGOS, H. *Albanileria estructural*. Lima: Pontificia Universidade Catolica del Peru, 1989. 375p.
- [37] GOMES, I. R. simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Florianopolis. 2001
- [38] GOMES, N.S. *A resistência das paredes de alvenaria*. São Paulo, 1982. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia, área de concentração Construção Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [39] GRIMM, C. T. **“The most important property of masonry”**. Masonry Construction, Sept., 1988.
- [40] HENDRY, A.W. (1998). *Structural Masonry*. 2.ed. Hong Kong : Macmillan Press Ltd.
- [41] HENDRY, A.W. (2001). Masonry walls: materials and construction. *Construction and Building Materials*, v. 15, p.323-80, dec.
- [42] IPQ – NP EN 1052-1. *Métodos de Ensaio para Alvenaria. Parte 3: Determinação da Resistência à Compressão*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [43] IPQ – NP EN 1052-2. *Métodos de Ensaio para Alvenaria. Parte 2: Determinação da Resistência à Flexão*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [44] IPQ – NP EN 1052-3. *Métodos de Ensaio para Alvenaria. Parte 3: Determinação da Resistência Inicial ao Corte*. IPQ, Lisboa, 2005.
- [45] IPQ – NP EN 1745. *Alvenarias e Elementos de Alvenaria – Métodos para Determinação de Valores Térmicos de Cálculo*. IPQ, Lisboa, 2005.
- [46] IPQ – NP EN 772-1. *Métodos de Ensaio de Blocos para Alvenaria. Parte 1: Determinação da Resistência à Compressão*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [47] IPQ – NP EN 772-11. *Métodos de Ensaio de Blocos para Alvenaria. Parte 11: Determinação da Absorção de Água – por Capilaridade de Blocos para Alvenaria de Betão de Agregados, de Betão “Face à Vista” e de Pedra Natural, e da Taxa de Absorção Inicial de Água de Blocos Cerâmicos*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [48] IPQ – NP EN 772-13. *Métodos de Ensaio de Blocos para Alvenaria. Parte 13: Determinação da Massa Volúmica Real Seca e da Massa Volúmica Aparente Seca de Blocos para Alvenaria (excepto blocos de pedra natural)*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [49] IPQ – NP EN 772-16. *Métodos de Ensaio de Blocos para Alvenaria. Parte 16: Determinação das Dimensões*. IPQ, Lisboa, 2002.
- [50] IPQ – NP EN 772-2. *Métodos de Ensaio de Blocos para Alvenaria. Parte 2: Determinação da Percentagem de Furação em Blocos de Betão para Alvenaria (por Imersão em Papel)*. IPQ, Lisboa, 2001.
- [51] ISO – EN ISO 11925-2. *Reaction to Fire Tests. Ignitability of Building Products Subjected to direct Impingement of Flame. Part 2: Single-flame Source Test*. ISO, Genève, 2002.

- [52] ISO – EN ISO 12572. *Hygrothermal Performance of Building Materials and Products. Determination of Water Vapour Transmission Properties*. ISO, Genève, 2001.
- [53] L. A. TARGA<sup>2</sup>, A. W. BALLARIN<sup>3</sup>. Resistencia à compressão da alvenaria de tijolos maciços cerâmicos. *Eng. Agríc., Jaboticabal*, v.17, n.1, p.12-19, set. 1997
- [54] LOURENÇO, P. B. CURRENT EXPERIMENTAL AND NUMERICAL ISSUES IN MASONRY RESEARCH. 2004
- [55] Lubliner, J., J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, “A Plastic-Damage Model for Concrete,” *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, no.3, pp. 229–326, 1989.
- [56] LUÍS MANUEL DOS SANTOS E SILVA, Melhoria do Comportamento Térmico de Elementos para Alvenaria da Envolvente - Aplicação a Blocos de Argila expandida, Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, 2008.
- [57] MAGALHÃES DE SOUSA, R. O método dos elementos finitos aplicado ao problema da condução de calor. Maio. 2003
- [58] MAURENBRECHER, A.H.P. (1980). Effect of test procedures on compressive strength of masonry prisms. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 2., 1980, Ottawa. *Proceedings*. Ottawa: Carleton University. p.119-32
- [59] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. – *Regulamento de Segurança Contra Incêndio* (Decreto-Lei nº 64/1990, de 21 de Fevereiro). Lisboa: Imprensa Nacional, 1990.
- [60] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. – *Regulamento Geral das Edificações – Proposta de Alteração do Regulamento das Edificações Urbanas* (Decreto-Lei nº 62/2003). CSPOT (Comissão para a Revisão do RGEU), 2004.
- [61] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. – *Regulamento Geral das Edificações Urbanas*. (Decreto-Lei nº 38328, de 7 de Agosto). Lisboa: Imprensa Nacional, 1951.
- [62] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. – *Regulamento Geral de Segurança Contra Incêndio em Edifícios* (Decreto-Lei nº 83/2007, aprovado em Conselho de Ministros de 2007-01-25).
- [63] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios* (Decreto-Lei nº 80/2006, de 4 de Abril). Lisboa: Imprensa Nacional, 2006.
- [64] PORTUGAL – Leis, Decretos, etc. *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios* (Decreto-Lei nº 129/2002, de 11 de Maio). Lisboa: Imprensa Nacional, 2002.
- [65] RAMALHO, M.A.; CORRÊA, M.R.S. (2003). *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. 1.ed. São Paulo: Pini.
- [66] SABBATINI, F. H. “Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente”. Boletim Técnico, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.
- [67] SABBATINI, F. H. “O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico calcária”. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984.
- [68] SAHLIN, S. (1971). *Structural masonry*. Englewood Cliffs: Prentice Hall



- [69] SAHLIN, S. *Structural masonry*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1971. 289p.
- [70] SHRIVE, N.G. (1982). *The failure mechanism of face-shell bedded (ungROUTED and unreinforced) masonry*. In: INTERNATIONAL JOURNAL OF MASONRY CONSTRUCTION, London, v.2, n.3, p.115-28.
- [71] SOUSA, H. Melhoria do comportamento térmico e mecânico das alvenarias por actuação na geometria dos elementos. Dissertação (doutoramento), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.1996
- [72] SOUSA, L.C. Modelação termomecânica de processos de enformação plástica de por formulações mistas. Dissertação (doutoramento), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1993
- [73] SPEARS W.M.; DEJONG S.K., *On the virtues of parameterized uniform crossover*, Proceedings of the fourth international conference on genetic algorithms, (Belew R.K., Booker L.B.), 1991, pp 230-236, Morgan Kaufman; San Mateo, CA.